Ferdowsi Civil Engineering, 38, 3, 2025. (115-142)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading

Research Article

S Ahmad Nezami[1], Ahmad Shooshtari[2], Jalil Shafaei[3]

DOI: 10.22067/JFCEI.2025.93466.1356

1. Introduction

The joints located at the corner of the building and at the intersection of two seismic resistance systems have a transverse beam. The presence of the transverse beam has exposed the substructure of the joint to three-dimensional and asymmetric conditions. During earthquake, the corner beam-column joints are affected by bidirectional loading. A significant part of the seismic performance of the main direction of the frame is affected by the loading in the orthogonal direction and bidirectional interactions in the joint area. The interactions created in the strain-rupture plane of the joint area and the bending cracks formed in both beams due to the transverse beam loading lead to a history of damage and capacity deterioration when the required ductility is achieved in the direction of the main beam. This situation, along with other issues such as low confinement and severe changes in the column axial force due to the overturning moment, reminds us of the critical conditions and importance of the seismic requirements of corner joints.

In the present study, using experimental specimens, the seismic performance of the joint substructure in the main direction under the influence of bidirectional loading with ratios of 100:50 and 100:100 was creatively evaluated. The presence of seismic and non-seismic details at two normal and extreme levels has led to a complete understanding of the behavior of the substructure under the influence of bidirectional loading. Several parameters such as cyclic response, failure mode, force capacity, strength decay, stiffness, dissipated energy and damage index were investigated. The effect of loading and damage caused in the orthogonal direction of the frame on the joint performance in the main direction becomes important. Also, an innovative upper limit of bidirectional loading is followed using a reciprocating jack. In the present study, three types of corner joints with seismic and non-seismic details are first evaluated under unidirectional loading. Then, in three other similar specimens, loading in the principal direction is initiated when the loading on the transverse beam has been partially applied. Finally, in three final similar specimens, loading in the principal direction is initiated when the loading on the transverse beam has been fully applied. Thus, the damage history during loading in the orthogonal direction is evaluated in the principal direction of the frame.

2. Experimental program

The three-dimensional joint substructure under study is shown in Figure 1. The fabricated reinforced concrete corner joints have a transverse beam extending to the bending inflection point. Corner joint C1, with seismic code ACI318-19 criteria and details, was considered as a standard example. The non-seismic corner joints, in terms of seismic weaknesses, were followed at two levels, normal and acute. At the normal level, the stirrups of column in the joint area are not extended, C2, and at the acute level, in addition to the lack of extension of the stirrups of column in the joint area, the longitudinal beam reinforcements in the joint area are not sufficiently restrained, C3.

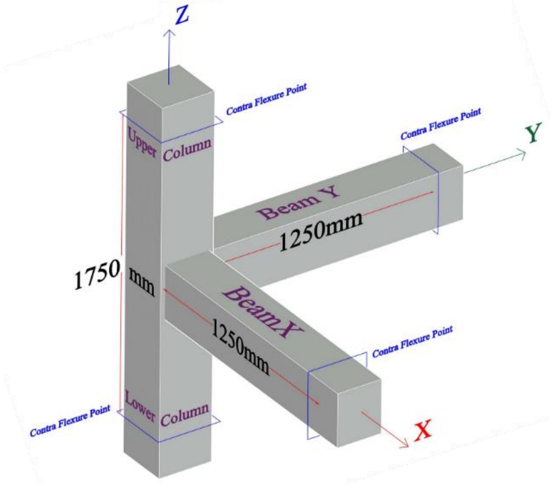


Fig. 1. Schematic of the beam-column corner joint along with the distances of the contra flexure points and the principal directions.

⁕ Manuscript received 2025 May 11, Revised 2025 June 29, Accepted 2025 July 26.

[1] Ph.D.Candidate, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

[2] Corresponding Author: Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.
Email: ashoosht@um.ac.ir

[3] Associate professor, Faculty of civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

According to Figure 2, the column was set up horizontally and the actuator head was applied at the bending point of the beam in a lateral and articulated manner with the ability to change the slope. As can be seen in Figure 3, in all tests, the beam in question is placed vertically for load application and the perpendicular beam remains horizontal. In two-way loading, the transverse beam is first placed vertically and after the transverse beam is loaded, the specimen is rotated to place the main beam in the actuator jack location.

3. Experimental results

The force-displacement envelope curves of all specimens are shown in Figure 4. The corner joint with seismic details under unidirectional loading due to the confinement of the transverse beam (without damage history), the force interactions between the two perpendicular beams in the joint area, and the strain hardening of the steel, in response to the maximum tolerable force, resulted in a 12% increase in the joint force capacity response compared to the predicted bending capacity of the beam. In addition, after a relative displacement of 4.5%, due to the dominance of the shear failure of the joint area over the full realization of the bending failure mechanism in the beam, the force response decreased. Overall, according to the ACI 374.1 standard, the level of expectations for acceptance of the specimen was passed. The present specimen under limited bidirectional loading was able to change the failure mechanism from the combined bending mechanism of the beam-shear joint with the dominance of brittle shear failure to the desired bending mechanism in the beam compared to the unidirectional loading condition. It also performed 50% better in cyclic strength degradation than C1-UL and C1-Full BL based on 3.5% relative displacement. Under severe bidirectional loading, compared to when loading was applied in one direction, there was a 24% reduction in the maximum force response, a 55% reduction in initial stiffness, a 40% reduction in effective stiffness at 1.75% relative displacement, a 30% reduction in ductility, and a 33% reduction in energy dissipation capacity.

In the conventional seismically vulnerable corner joint (C2) under unidirectional loading until the maximum force was reached, the behavior of the specimen was similar to that of the C1-UL specimen. The weakness of the shear strength in the joint area (along with the presence of the transverse beam) caused a severe drop in force with continued loading. Under limited bidirectional loading, due to the lack of consideration of seismic details and the concentration of damage in the joint area under the influence of bidirectional loading, the joint behavior has deviated from the elastic and integral state to such an extent that the longitudinal bars of the buried beam in the joint area have slipped. However, after 4.5% relative displacement, the rate of force loss and capacity deterioration of the specimen was lower than that of the one-way loading condition.

In the acute seismically vulnerable corner joint (C3) under limited bidirectional loading, it was observed that bidirectional loading had a destructive effect on the continuity between the shortened longitudinal reinforcement of the beam and the concrete in the joint area.

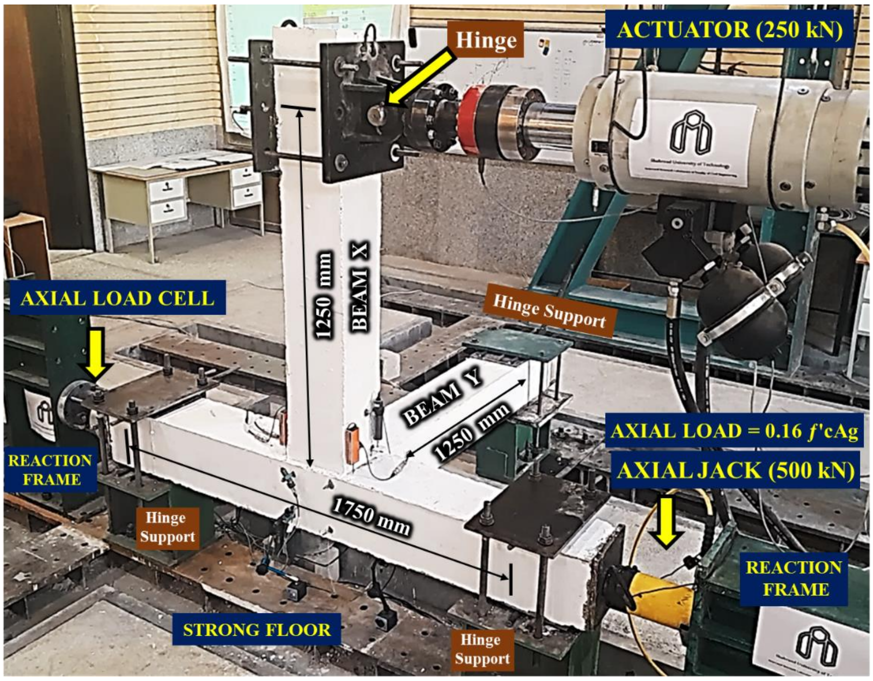


Fig. 2. Overview of test setup.

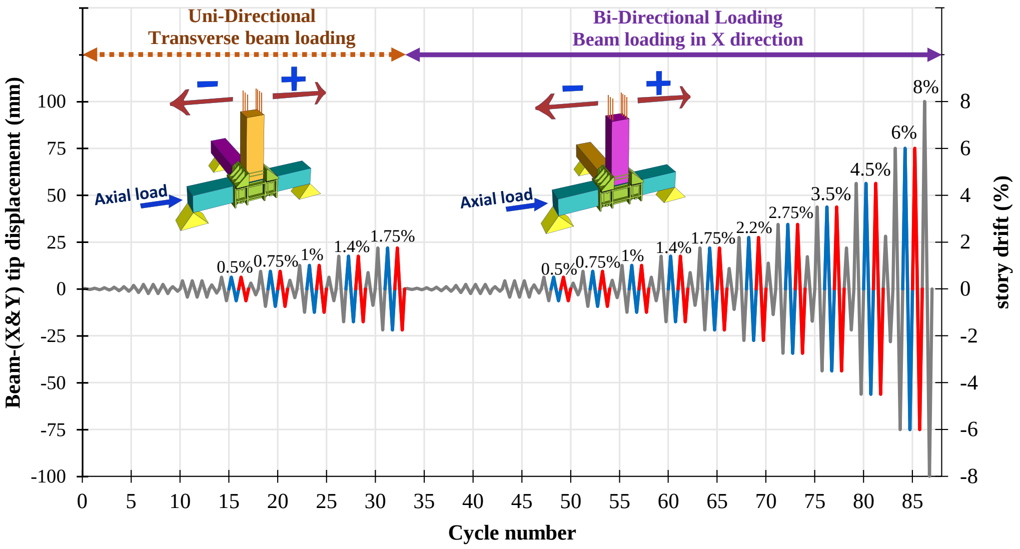


Fig. 3. Lateral cyclic bidirectional loading protocol.

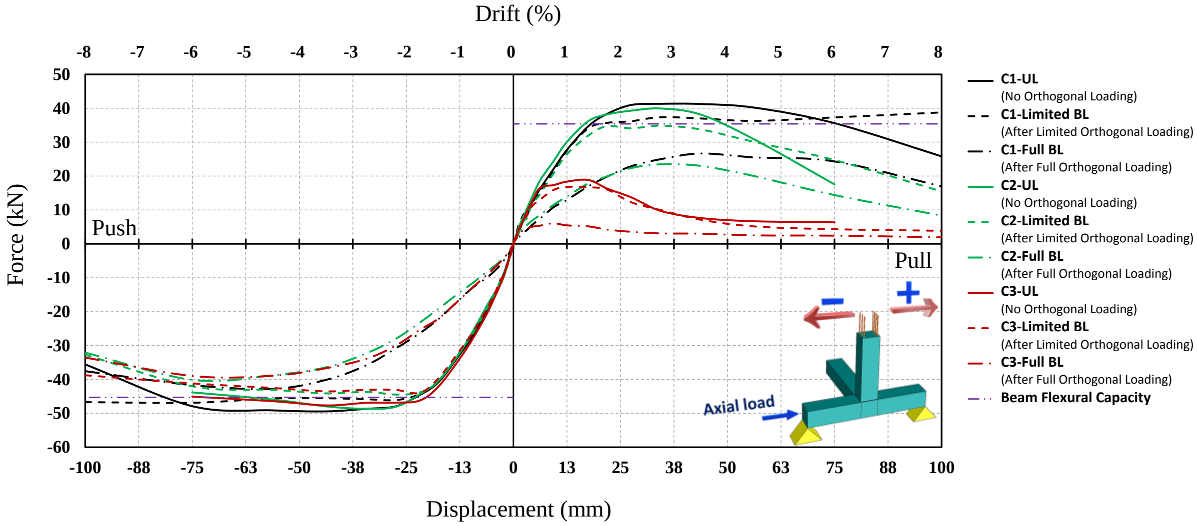


Fig. 4. Comparison of force–displacement envelope curves of the control specimens.

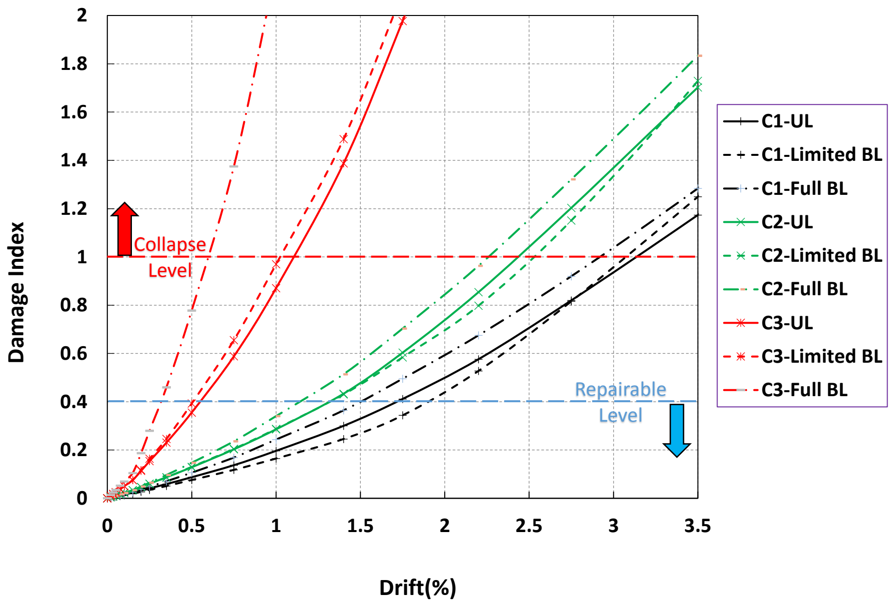


Fig. 5. Compression of damage index for all specimens.

Based on the damage index, Figure 5, on average for all three specimens C1, C2, and C3, at least 20% of the desired relative displacement value to enter the irreparable and severe damage ranges has been reduced due to severe bidirectional loading

4. Conclusions

Based on the results obtained; by applying half of the required ductility of the main direction in the orthogonal direction, the seismic performance of the frame in the main direction changes due to the entry of the corner joint area space into bidirectional interactions. On average, in the joints under study under limited bidirectional loading, the maximum tolerable force of the specimen decreases by 10% compared to the unidirectional loading. If the bidirectional loading is applied in equal proportions in the two orthogonal directions, not only does it reduce the force capacity of the corner joints by 32% on average, but also the initial stiffness of the specimen, the effective stiffness at relative displacement by 1.75%, the energy dissipation capacity and the ductility decrease by 54%, 40%, 35% and 23% compared to the unidirectional loading condition, respectively.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۸، ۳، ۱۴۰۴. (۱۴۲-۱۱۵)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن بتن ایران

انجمن مهندسی روسازی ایران

دانشگاه فردوسی مشهد

ارزیابی آزمایشگاهی اتصالات تیر ستون گوشه تحت بارگذاری جانبی یک‌جهته و دوجهته*

مقاله پژوهشی

سید احمد نظامی(۱)   احمد شوشتری(۲)   جلیل شفائی(۳)

DOI: 10.22067/JFCEI.2025.93466.1356

چکیده مهم‌ترین جنبه پایداری ساختمان‌های بتن‌آرمه در برابر تحرکات جانبی ناشی از زلزله، حفظ رفتار الاستیک ناحیه اتصال می‌باشد. لذا مهم‌ترین وظیفه در سیستم مقاوم لرزه‌ای قاب‌خمشی بر عهده اتصالات تیر ستون می‌باشد. در سیستم قاب‌خمشی، اتصالات گوشه متأثر از بارگذاری دوجهته در زمان ارتعاش ناشی از زمین‌لرزه قرار دارند. در این پژوهش به ارزیابی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای زیرسازه اتصال گوشه تحت تأثیر بارگذاری دوجهته پرداخته شده است. اتصالات نامتقارن مورد مطالعه، شامل سه دسته است: ۱) دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با استاندارد ACI۳۱۸-۱۹، ۲) بدون جزئیات لرزه‌ای به علت حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال و ۳) دارای ضعف دسته دوم و همچنین عدم تأمین گیرداری کافی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال. با اعمال نیمی از شکل‌پذیری مورد تقاضای جهت اصلی در سمت متعامد، عملکرد لرزه‌ای جهت اصلی قاب به دلیل ورود فضای ناحیه اتصال گوشه به تعاملات دوجهته، تغییر می‌کند. به طور متوسط در اتصالات مورد بررسی تحت بارگذاری دوجهته محدود، حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه، ٪۱۰ نسبت به بارگذاری یک‌جهته، کاهش می‌یابد. چنانچه بارگذاری دوجهته با نسبت برابر در دو جهت متعامد قرار بگیرد، نه تنها از ظرفیت نیروی اتصالات گوشه به طور متوسط ٪۳۲ می‌کاهد بلکه سختی اولیه نمونه، سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ٪۱٫۷۵، ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته به ترتیب ٪۵۴ ، ٪۴۰ ، ٪۳۵ و ٪۲۳ کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی اتصالات تیر ستون، ساختمان‌های بتن‌مسلح، بارگذاری جانبی دوجهته، اتصال گوشه، ارزیابی آزمایشگاهی.

Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading

S Ahmad Nezami   Ahmad Shooshtari   Jalil Shafaei

Abstract *The most important aspect of the stability of reinforced-concrete (RC) buildings against lateral movements caused by earthquakes is maintaining the elastic behavior of the joint area. Therefore, the most important task in the seismic resistant system of the moment frame is the beam-column joints. In the moment frame system, corner joints are affected by bi-directional loading during earthquake. In this research, the seismic behavior of the corner joint substructure under the influence of bi-directional loading is evaluated experimentally. The studied asymmetrical joints include three categories: 1-with seismic details according to the ACI318-19 standard, 2-without seismic details, due to the absence of transverse reinforcement in the joint area and 3- Has second-class weakness and also insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area. By applying half of the demand ductility of the primary direction in the orthogonal direction, the seismic performance of the frame in the primary direction changes due to the entry of the corner joint area space into bidirectional interactions. On average, in the joints under the studied joints under limited bidirectional loading, the maximum force that can be tolerated by the specimen is reduced by 10% compared to the unidirectional loading. If the bidirectional loading is applied in equal proportions in two orthogonal directions, not only does it reduce the force capacity of the corner joints by an average of 32%, but also the initial stiffness of the specimen, the effective stiffness in drift by 1.75%, the energy dissipation capacity and the ductility are reduced by 54%, 40%, 35% and 23%, respectively, compared to the unidirectional loading condition.*

Key words Beam-Column Joints, Reinforced Concrete Structures, Bidirectional Lateral Loading, Corner Joint, Experimental Evaluation.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۴/۰۲/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۰۵/۰۴ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.

(۲) نویسندهٔ مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.

(۳) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

Email: ashoosht@um.ac.ir

مقدمه

مهم‌ترین وظیفه در سیستم مقاوم لرزه‌ای قاب‌خمشی بر عهده اتصالات تیر به ستون می‌باشد. حفظ رفتار الاستیک ناحیه اتصال در حین انتقال جابه‌جایی‌های مورد تقاضا در تیر و ستون، از مهم‌ترین ملزومات برای تحقق رفتار شکل‌پذیر قاب و پایداری ساختمان بتن‌آرمه در برابر تحرکات جانبی ناشی از زلزله می‌باشد [1-5]. اتصالات قرار گرفته در گوشه ساختمان و در محل تقاطع دو سیستم مقاوم لرزه‌ای، از یک تیر عرضی برخوردار است. وجود تیر عرضی، زیر سازه اتصال را با شرایط سه‌بعدی و نامتقارن مواجه کرده است. در زمان ارتعاش ناشی از زلزله، اتصالات تیر ستون گوشه تحت تأثیر بارگذاری دوجهته قرار می‌گیرند [6]. بخش قابل توجهی از عملکرد لرزه‌ای جهت اصلی قاب تحت تأثیر بارگذاری در سمت متعامد و تعاملات دوجهته در ناحیه اتصال، قرار می‌گیرد. اندرکنش‌های ایجاد شده در صفحه کرنش‌گسیختگی ناحیه اتصال و ترک‌های خمشی تشکیل شده در هر دو تیر بر اثر بارگذاری تیر عرضی، منجر به سابقه آسیب و زوال ظرفیت در زمان تحقق شکل‌پذیری مورد تقاضا در راستای تیر اصلی می‌شود [7,8]. وضعیتی که در کنار مسائل دیگری نظیر محصورشدگی کم و تغییرات شدید نیرو محوری ستون به دلیل لنگر واژگونی، شرایط بحرانی و اهمیت نیازهای لرزه‌ای اتصالات گوشه را یادآور می‌شود. همچنین در صورتی که جزئیات لرزه‌ای به طور کامل در اتصالات گوشه پیاده‌سازی نشده‌باشد، تأثیرپذیری ضعف‌لرزه‌ای بر عملکرد ناقص قاب‌خمشی، تشدید می‌گردد.

در سالیان گذشته، محققان مختلفی مانند تاپکو [9]، سانچز [10]، حاج رسولی‌ها و مستوفی‌نژاد [11,12] برای ارزیابی تأثیر محصورکنندگی تیر عرضی در اتصال مستعد آسیب‌لرزه‌ای گوشه، فرض ساده‌اندیشانه‌ای در ارزیابی آزمایشگاهی مرتکب شده‌اند. آن‌ها فرض کردند در طول بارگذاری جانبی در جهت اصلی اتصال، تیر عرضی در اتصالات گوشه مشابه سایر اتصالات تیر ستون، ترک می‌خورد و از مشارکت تیر عرضی در تعاملات دوجهته اتصال صرف نظر کردند. به عبارتی حضور تیرهای متعامد در نمونه‌های تجربی یا به صورت کوتاه شده (Stub) یا به صورت کامل ادامه یافته تا نقطه عطف‌خمشی لحاظ گردید. در سال‌های بعد فاید و بشا [13,14] سعی کردند با گیردار کردن تیر فرعی در نقطه عطف‌خمشی، پاسخ اتصال را مقداری تحت تأثیر تعاملات دو جهته قرار بدهند. اما همچنان به علت محدودیت‌های آزمایشگاهی و یا فرض‌های ساده‌اندیشانه در بسیاری از تحقیقات انجام گرفته در زمینه ارزیابی اتصالات نامتقارن، حد تشخیص تأثیر تعامل دوجهته اتصال از دست رفته است. هان و لی [15] اتصالات لرزه‌ای گوشه بتن‌آرمه را تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجهته مورد بررسی قرار دادند. در نمونه دارای جزئیات لرزه‌ای مشاهده گردید که تحت بارگذاری یک‌جهته همان طور که انتظار بود، مکانیزم مطلوب خمشی در تیر تشکیل شد؛ اما نمونه مشابه، تحت بارگذاری دوجهته، به صورت برشی در اتصال شکست. الگوی بارگذاری دو جهته اعمال شده برای اتصالات نامتقارن گوشه در تحقیقات مارچسلا و موسیسا [16] و کیتیاما و همکاران [7] نیازمند اعمال بارگذاری جانبی رفت و برگشتی با استفاده از دو جک می‌باشد؛ ولی در پژوهش حاضر با استفاده از تغییر موقعیت نمونه در فرایند بارگذاری، مانع محدودیت جک رفع شده است و به صورت هدفمند تأثیر بارگذاری تیر عرضی در عملکرد جهت اصلی اتصال دنبال شده است.

در تحقیق حاضر، ارزیابی رفتار لرزه‌ای زیرسازه اتصال گوشه در جهت اصلی تحت تأثیر بارگذاری در جهت متعامد و با الگوی طراحی تیر ضعیف ـ ستون قوی مورد بررسی قرار می‌گیرد. نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی بر اساس جزئیات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای متداول در کشور ایران به سه دسته تقسیم می‌گردد: ۱) دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با استاندارد ACI318-19 ، ۲) عدم رعایت جزئیات لرزه‌ای به علت حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال و ۳) علاوه بر ضعف کافی نبودن استحکام برشی اتصال، آرماتورهای طولی پایین تیر در ناحیه اتصال از گیرداری کافی برخوردار نیستند.

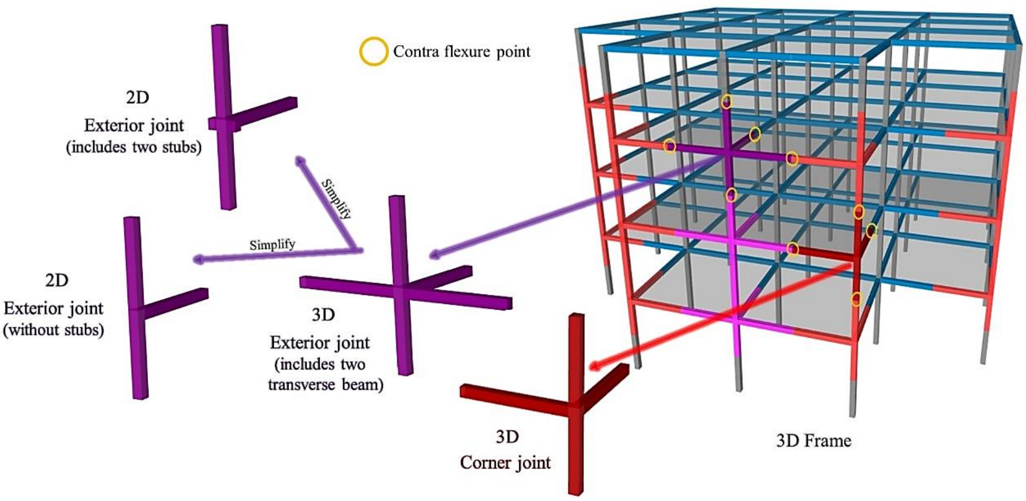
در پژوهش حاضر، با استفاده از نمونه‌های تجربی، به صورت خلاقانه، عملکرد لرزه‌ای زیرسازه اتصال در جهت اصلی تحت تأثیر بارگذاری دوجهته با نسبت‌های ۱۰۰:۵۰ و ۱۰۰:۱۰۰ مورد ارزیابی قرار گرفت. وجود جزئیات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای در دو سطح معمولی و حاد منجر به شناخت کاملی از رفتار زیرسازه تحت تأثیر بارگذاری دوجهته شده است. پارامترهای متعددی نظیر پاسخ چرخه‌ای، مود شکست، ظرفیت نیرویی، زوال مقاومت، سختی، انرژی تلف شده و شاخص خسارت مورد بررسی قرار گرفت.

شناخت رفتار اتصالات تیرستون نامتقارن به دلیل ایجاد تعاملات صورت گرفته در دو راستای اصلی قاب در زمان تحرکات جانبی ناشی از زلزله مبنای اصلی تحقیق حاضر می‌باشد. تأثیر بارگذاری و آسیب‌های ایجاد شده در جهت متعامد قاب، بر عملکرد اتصال در جهت اصلی، اهمیت پیدا می‌کند. همچنین به صورت نوآورانه و با استفاده از یک جک رفت و برگشتی حد بالایی از بارگذاری دوجهته دنبال می‌شود. بررسی تأثیر بارگذاری دو جهته در نمونه‌های دارای ضعف‌های لرزه‌ای رایج، زمینه تکمیلی برای تحقیقات مرتبط با مقاوم‌سازی اتصالات گوشه تحت تأثیر بارگذاری دوجهته شمرده می‌شود. در تحقیق حاضر ابتدا سه نوع اتصالات گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای تحت بارگذاری یک‌جهته مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. سپس در سه نمونه نظیر دیگر زمانی بارگذاری در جهت اصلی آغاز می‌شود که بارگذاری روی تیر عرضی به صورت محدود سپری شده باشد. در نهایت در سه نمونه نظیر نهایی، زمانی بارگذاری در جهت اصلی شروع می‌گردد که بارگذاری در تیر عرضی به صورت کامل اعمال شده باشد. بدین ترتیب سابقه آسیب در طی بارگذاری در جهت متعامد، در جهت اصلی قاب ارزیابی می‌گردد.

اتصالات کناری و گوشه تیر به ستون

موقعیت و هندسه

در شکل ۱) دو نوع اتصال کناری و گوشه تیر به ستون در موقعیت‌های مختلف ساختمان نشان داده شده است. اتصالات کناری و داخلی غالبا با پیکربندی متقارن در پلان مواجه هستند. در این حالت تیرهای عرضی در قاب‌خمشی متعامد در زمان ارتعاش در جهت موازی با یک قاب، تنها نقش محصورکنندگی اتصال را دارند و در کنار پیوستگی دال متقارن، از باز شدن ترک‌های قطری در صفحه دستک فشاری ناحیه اتصال جلوگیری به عمل می‌آورند. در این حالت فرض می‌گردد تیر عرضی از بر اتصال ترک می‌خورد و مشارکت محصورکنندگی آن به صورت تیر کوتاه شده (Stub) در نظر گرفته می‌شود [17]. در اکثر تحقیقات، از اثر محافظه‌کارانه تیر عرضی کاملا صرف نظر می‌گردد و قاب یا زیرسازه اتصال به صورت دوبعدی مورد بررسی قرار می‌گیرد؛ اما شرایط در مورد یک اتصال نامتقارن قرار گرفته در گوشه ساختمان، موضوعی متفاوت می‌باشد. در صورت وجود سیستم مقاوم لرزه‌ای در هر دو جهت اصلی ساختمان، دیگر نمی‌توان از تأثیر بارگذاری تیر عرضی برای اتصال گوشه چشم‌پوشی کرد. در یک ساختمان سه‌بعدی تحت اثر زلزله با توجه به فاصله مرکز جرم از مرکز سختی و وجود کوچک‌ترین عدم تقارن اعضا و سیستم‌ها و یا وجود اختلاف زاویه در جهت تکان‌های لرزه‌ای وارد شده نسبت به جهت‌های اصلی قاب‌ها، قطعا برای هر یک از دو جهت اتصال گوشه، نیروی جانبی (برش طبقه) وارد خواهد شد. ورود تقاضاهای تنشی در هر دو جهت، نسبت مشارکت اعضای هر دو جهت در توزیع نیرو و مسیر رشد ترک‌های خمشی در تیر و دال، اهمیت نگرش متفاوت در روش ارزیابی اتصالات تیر ستون گوشه را گوشزد می‌کند.



شکل ۱ اتصالات تیر ستون گوشه و کناری در موقعیت‌های مختلف سازه

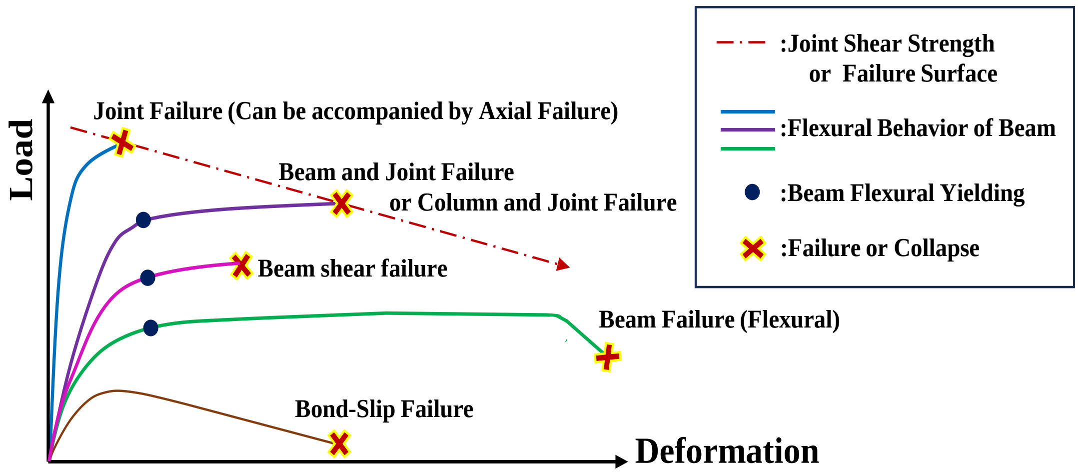
مودهای گسیختگی اتصال

با توجه به ماهیت رفتاری اتصالات در سازه‌های بتن‌آرمه، گسیختگی زیرسازه اتصال اغلب به صورت ترکیبی از مودهای گسیختگی مختلف خمشی، برشی و پیچشی برای هر جزء اصلی تیر، ستون و ناحیه مشترک اتفاق می‌افتد. با توجه به ۰) مودهای گسیختگی محتمل یک زیرسازه اتصال به قرار زیر تقسیم می‌گردد:

۱. گسیختگی برشی ناحیه اتصال
۲. گسیختگی محوری ستون در ناحیه اتصال همراه با گسیختگی برشی ناحیه اتصال (نادر) [18]
۳. گسیختگی خمشی تیر اصلی همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
۴. گسیختگی خمشی ستون همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
۵. گ سیختگی خم شی تیر ا صلی و ستون همراه با گ سیختگی ناحیه اتصال
۶. گسیختگی برشی تیر اصلی
۷. گسیختگی خمشی تیر اصلی (مکانیزم مطلوب)
۸. گ سیختگی پیو ستگی آرماتورهای طولی تیر ا صلی در ناحیه اتصال

در اتصالات آسیب‌پذیر لرزه‌ای مورد بررسی به دلیل رعایت الگوی تیر ضعیف ستون قوی، تنها مودهای گسیختگی (۱)، (۳) و (۸) محتمل می‌باشد. در گسیختگی برشی اتصال (۱)، گره اتصال نسبت به تیر و ستون به عنوان ضعیف‌ترین حلقه در انتقال بارهای مورد تقاضا رفتار می‌کند. بنابراین قبل از جاری شدن میلگردهای طولی در المان‌های متصل و بدون ایجاد شکل‌پذیری قابل توجه، ناحیه اتصال در برش خالص گسیخته می‌شود. حالت (۳) مخصوص الگوی طراحی تیر ضعیف ـ ستون قوی می‌باشد. چنانچه تیر در نقش خمشی ورود کند و ناحیه اتصال توان تحمل برش‌های ایجاد شده را نداشته باشد؛ مود گسیختگی ترکیبی ایجاد می‌شود. به دلیل جاری شدن بخشی یا تمام آرماتورهای طولی تیر، ظرفیت شکل‌پذیری، مقداری نسبت به مود گسیختگی (۱) بهبود پیدا می‌کند. در این حالت ظرفیت برشی اتصال، تعیین کننده وضعیت فروپاشی زیرسازه اتصال خواهد بود.

گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر اصلی در ناحیه اتصال (۸)، مخصوص نمونه‌های C3 در نظر گرفته می‌شود. زمانی که نیروی برشی مماسی اطراف پنل اتصال از نیروی پیوند ایجاد شده در طول کوتاه مهار آرماتور طولی تیر فراتر برود؛ آرماتور طولی دچار لغزش‌های کلی می‌گردد. مکانیزم مطلوب در اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای، گسیختگی خمشی تیر اصلی، حالت (۷) می‌باشد ولی احتمال وقوع حالت ترکیبی (۳) نیز وجود دارد. در پژوهش حاضر به حالت ترکیبی شکست برشی اتصال و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر اصلی پرداخته می‌شود.



شکل ۲ طبقه‌بندی انواع مود شکست در اتصالات تیر ستون بتن‌آرمه

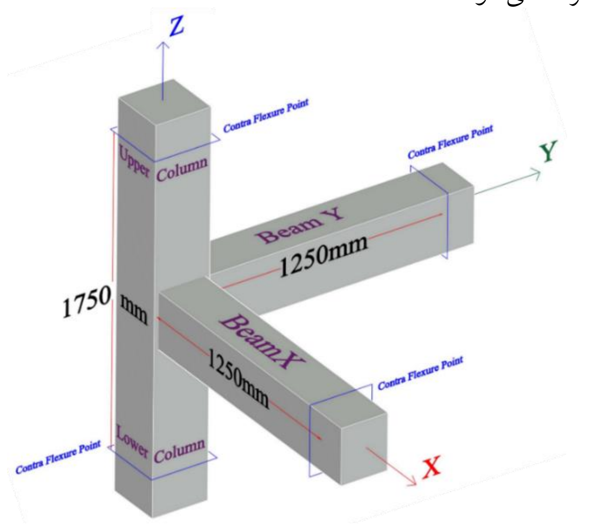
برنامه آزمایشگاهی

معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی

یک ساختمان بتن‌آرمه پنج طبقه طراحی و ساخته شده در اواخر دهه ۱۹۷۰ ایران به عنوان ساختمان مرجع انتخاب گردید. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در دو طرف پلان از نوع قاب‌خمشی با ارتفاع طبقات ۳,۵ متر و طول دهانه‌های ۵ متر شناسایی شد. جزئیات لرزه‌ای این قاب‌ها معمولا معیوب می‌باشد و در برابر تکان‌های جانبی زمین، کاملا آسیب‌پذیر و با وضعیت نگران کننده‌ای مواجه است. برای جزئیات آرماتورگذاری و مشخصات سازه‌ای ساختمان مرجع از اطلاعات جمع‌آوری شده توسط معرفت و همکاران [19] استفاده گردید. بر اساس اطلاعات به دست آمده، ساختمان موجود با ابعاد نامناسب ستون در ناحیه اتصال مواجه نبوده است. زیرسازه اتصال مورد بررسی از طبقه دوم در نظر گرفته شد و به علت رفع محدودیت جک بارگذاری و مسائل ایمنی از مقیاس ۱:۲ استفاده شد. همچنین به منظور تطبیق رفتار خمشی تیر آزمایشگاهی و تیر واقعی و همسان‌سازی مقاومت برشی اتصال، درصد آرماتورهای طولی بدون تغییر باقی ماند. الگوی طراحی تیر ضعیف ـ ستون قوی بر مبنای مقاومت خمشی ستون‌های متصل به گره اتصال و مقاومت خمشی تیرهای متصل به آن تأیید می‌شود [5].

اتصالات گوشه بتن‌آرمه ساخته شده دارای یک تیر عرضی ادامه یافته تا نقطه عطف خمشی می‌باشد. اتصال گوشه C1 دارای ضوابط و جزئیات لرزه‌ای کد ACI318-19 به عنوان نمونه استاندارد لحاظ گردید. اتصالات گوشه مستعد آسیب، از نظر ضعف‌های لرزه‌ای، در دو سطح معمولی و حاد بر اساس جزئیات غیرلرزه‌ای متداول دنبال شده است. در سطح معمولی، تنگ‌های ستون در ناحیه اتصال امتداد نیافته است، C2 و در سطح حاد علاوه بر عدم امتداد تنگ‌های ستون در ناحیه مشترک، آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال از گیرداری کافی برخوردار نیستند، C3.

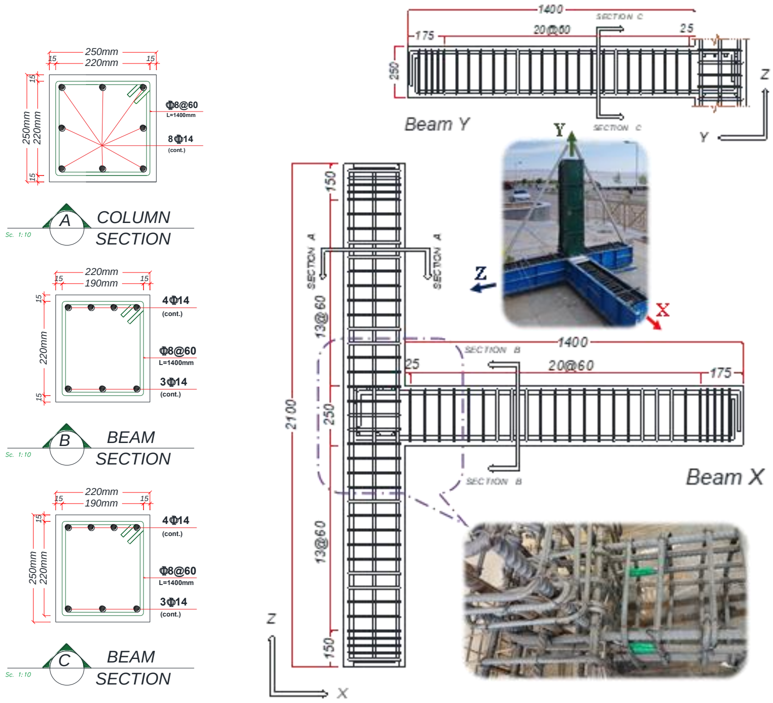
شماتیک اتصالات سه‌بعدی قرار گرفته در گوشه ساختمان، در۰) مشخص می‌گردد. به منظور ایجاد شرایط مرزی منطبق بر واقعیت می‌بایست طول تیرها و ستون‌ها به اندازه نصف صفحه‌های اتصال به جک بزرگ‌تر از طول اعضا تا محل نقطه عطف لنگر ایجاد شده تحت بار جانبی طبقات در نظر گرفته بشود. بر این اساس محل بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در محل صحیح می‌تواند قرار بگیرد. در هر دو تیر فاصله نقطه عطف خمشی تا ستون ۱۲۵۰ میلی‌متر به دست می‌آید و این مقدار برای ستون بالا و پایین مقدار ۷۵۰ میلی‌متر می‌باشد. تیر عرضی (تیر Y) به علت مسائل اجرایی نسبت به تیر اصلی به اندازه قطر آرماتور طولی تیر اختلاف سطح دارد. جهت X-Z به عنوان جهت اصلی در نظر گرفته می‌شود.



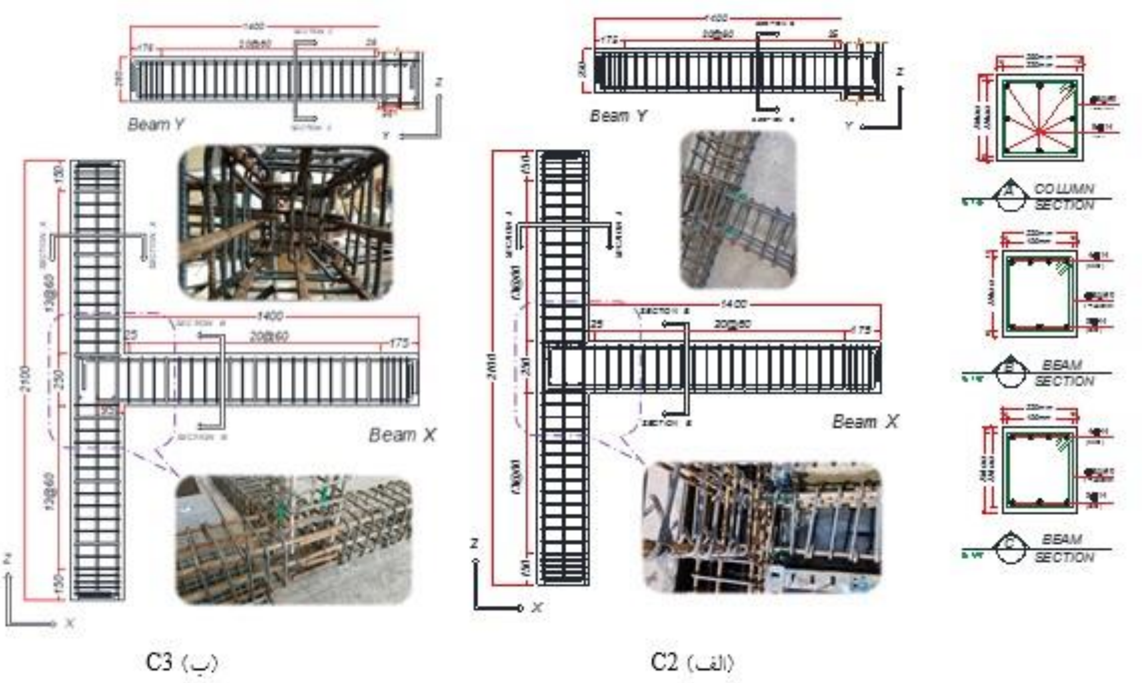
شکل ۳ شماتیک اتصال گوشه تیر به ستون به همراه فواصل نقاط عطف خمشی و جهات اصلی

جزئیات آرماتورگذاری و نمای واقعی نمونه اتصال گوشه C1، نمونه C2 و نمونه C3 بر اساس اطلاعات ساختمان مرجع، به ترتیب در۰) و۰) مشخص شده است. جزئیات آرماتورگذاری تیر عرضی مشابه تیر اصلی در نظر گرفته شد و طول مهار ناکافی آرماتورهای تحتانی تیرهای اتصال C3 در ناحیه اتصال ۹۵ میلی‌متر لحاظ گردید.

در ۰تمامی نمونه‌های مورد استفاده در پژوهش شرح داده شده است. حالت‌های مختلف بارگذاری (یک‌جهته، دوجهته با نسبت ۱۰۰:۵۰ و دوجهته با نسبت ۱۰۰:۱۰۰) منجر به گسترش نمونه از سه مورد C1، C2 و C3 به ۹ مورد شده است. در نام‌گذاری اختصاری نمونه‌ها کلمه UL بیانگر بارگذاری یک‌جهته Uni-Directional Loading می‌باشد. بدین صورت کلمه BL به معنی بارگذاری دوجهته Bi-Directional Loading و عبارات Limited و Full سطح بارگذاری محدود (۱,۷۵٪) و کامل (۶٪) دامنه جابه‌جایی اعمال شده به تیر عرضی را مشخص می‌کند.



شکل ۴ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری اتصال گوشه لرزه‌ای C1 (ابعاد به میلی‌متر)



شکل ۵ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری اتصال گوشه مستعد آسیب لرزه‌ای C2 و C3 (ابعاد به میلی‌متر)

جدول ۱ دسته‌بندی نمونه‌ها تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجهته

شماره	کد نمونه	جزئیات لرزه‌ای	نوع بارگذاری	حداکثر جابه‌جایی نسبی در تیر عرضی	حداکثر جابه‌جایی نسبی در تیر اصلی
۱	C1-UL (No Orthogonal Loading)	دارای جزئیات لرزه‌ای(C1)	یک‌جهته	—	٪ ۸
۲	C1-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)	دوجهته	٪ ۱,۷۵	٪ ۸
۳	C1-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)	دوجهته	٪ ۶	٪ ۸
۴	C2-UL (No Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح معمولی (C2)	یک‌جهته	—	٪ ۸
۵	C2-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح معمولی (C2)	دوجهته	٪ ۱,۷۵	٪ ۸
۶	C2-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح معمولی (C2)	دوجهته	٪ ۶	٪ ۸
۷	C3-UL (No Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح حاد (C3)	یک‌جهته	—	٪ ۸
۸	C3-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح حاد (C3)	دوجهته	٪ ۱,۷۵	٪ ۸
۹	C3-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح حاد (C3)	دوجهته	٪ ۶	٪ ۸

جدول ۲ خواص مکانیکی بتن و فولاد نمونه‌ها

مصالح	نمونه	مقاومت فشاری استوانه (MPa)	مقاومت کششی استوانه (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	
بتن	C1-UL & C1-Full BL	۲۵,۵۲	۳,۱	۲۳۷۴۳	
	C1-Limited BL	۲۴,۹۳	۳,۱	۲۳۴۶۷	
	C2-UL & C2-Full BL	۲۵,۷۸	۳,۱	۲۳۸۶۳	
	C2-Limited BL	۲۴,۶۱	۳,۱	۲۳۳۱۶	
	C3-UL & C3-Full BL	۲۳,۸۴	۳	۲۲۹۴۸	
	C3-Limited BL	۲۶,۱۴	۳,۱	۲۴۰۳۰	
آرماتورها	سایز	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش تسلیم (٪)	کرنش نهایی (٪)
	Φ14	۴۹۰	۶۴۰	۰,۲۵	۱۵
	Φ8	۳۶۰	۵۲۰	۰,۱۸	۲۵

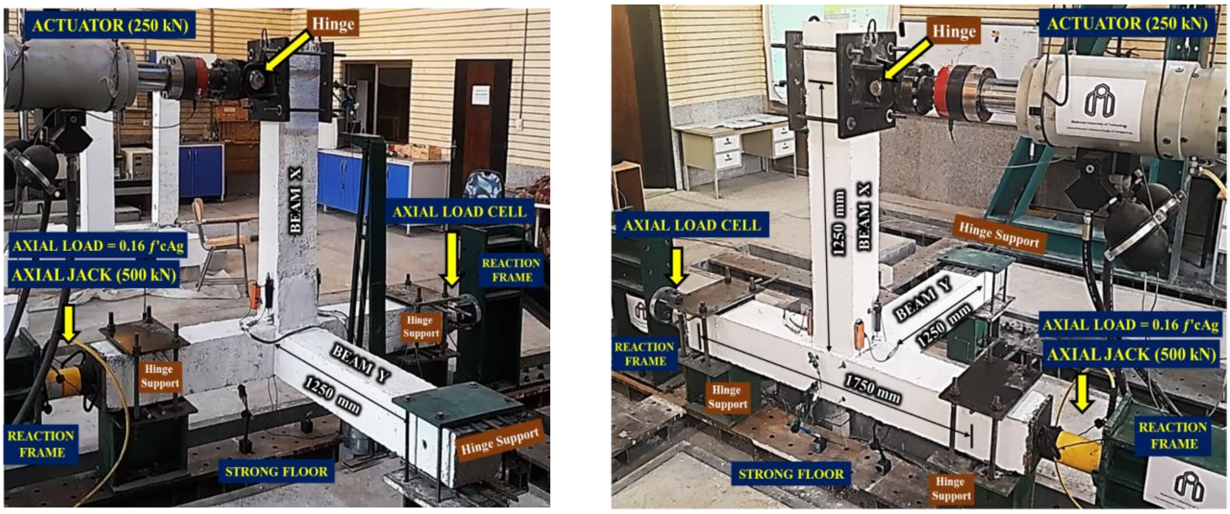
مشخصات مصالح

بتن ساخته شده برای تمام نمونه‌های آزمایشی دارای وزن معمولی و مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه ۲۵ مگاپاسکال و اسلامپ ۹۰ میلی‌متر، با حداکثر اندازه سنگدانه ۱۹ میلی‌متر به دست آمد. هر نمونه کامل به عنوان یک عنصر منفرد به صورت افقی روی کف آزمایشگاه ساخته شد و به مدت هفت روز رطوبت موجود کنترل گردید. مشخصات مکانیکی بتن به کار رفته در نمونه‌ها در جدول (۲) مشخص شده است. مقاومت بتن بر اساس میانگین مقاومت فشاری سه نمونه استوانه‌ای در روز آزمایش به دست می‌آید. مدول الاستیسیته از رابطه آیین‌نامه ACI318-19 [20] برابر (MPa) $E_C = 4700\sqrt{f'_C}$ تعیین می‌گردد. مشخصات مکانیکی آرماتورهای نمونه‌ها در جدول (۲) بر اساس میانگین تست سه آزمونه ثبت شد. برای مدول یانگ از مقدار متعارف ($E_s = 2 \times 10^5$ MPa) در نظر گرفته شد.

برپایش آزمایش

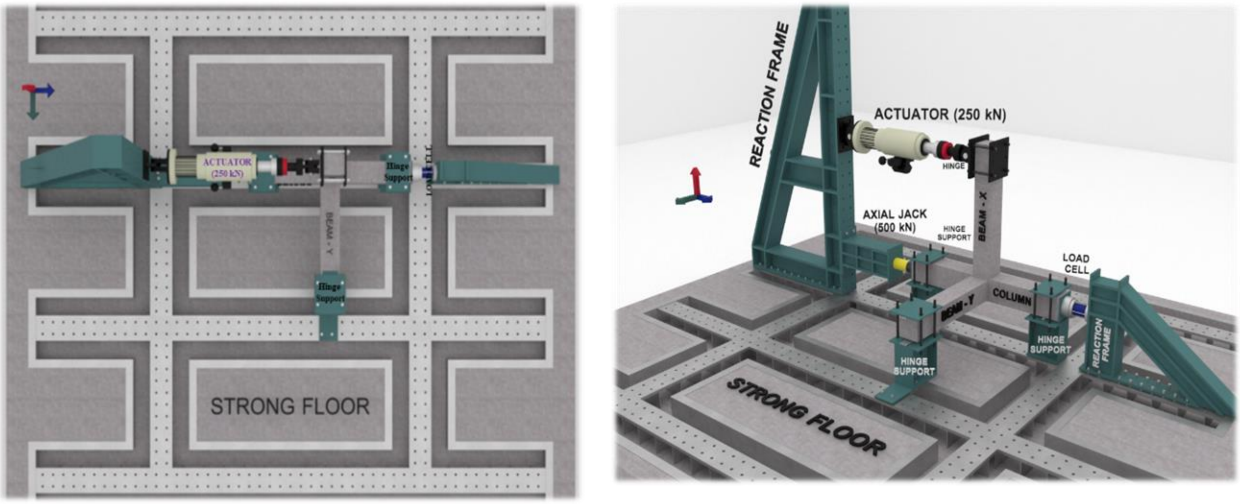
در ۰) نمای سه‌بعدی واقعی از برپایش آزمایشگاهی اتصال گوشه نشان داده شده است. با توجه به نیروی محوری ۲۳۰ کیلونیوتن در ستون (۱۶٪ ظرفیت محوری ستون) و موارد ایمنی، ستون به صورت افقی برپایش گردید. سر جک (اکچویتور) در محل نقطه عطف خمشی تیر به صورت جانبی و مفصلی با قابلیت تغییر شیب اعمال شد. دو انتهای ستون در نقاط عطف خمشی به صورت مفصلی در نظر گرفته شد.

همان طور که در ۰) مشاهده می‌گردد، در تمامی تست‌ها تیر مورد نظر برای اعمال بار به صورت قائم قرار می‌گیرد و تیر متعامد به صورت افقی باقی می‌ماند. برای شبیه‌سازی مهار انتهایی تیر متعامد در نقطه عطف از تکیه‌گاه مفصلی با جزئیات نشان داده شده در ۰) استفاده گردید. در بارگذاری دوجهته ابتدا تیر عرضی به صورت قائم قرار می‌گیرد و بعد تکمیل بارگذاری تیر عرضی، نمونه برای قرارگیری تیر اصلی در محل جک اکچویتور دوران می‌یابد.



(ب) (الف)

شکل ۶ نمای برپایش اتصال گوشه به همراه جزئیات: (الف) نمای جلو راست و (ب) نمای پشت چپ



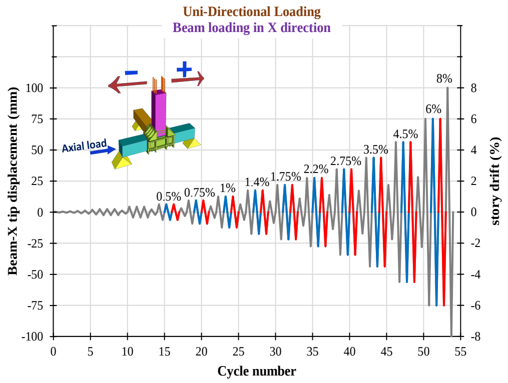
(ب) (الف)

شکل ۷ شماتیک برپایش آزمایش: (الف) نمای پشت راست و (ب) نمای بالا

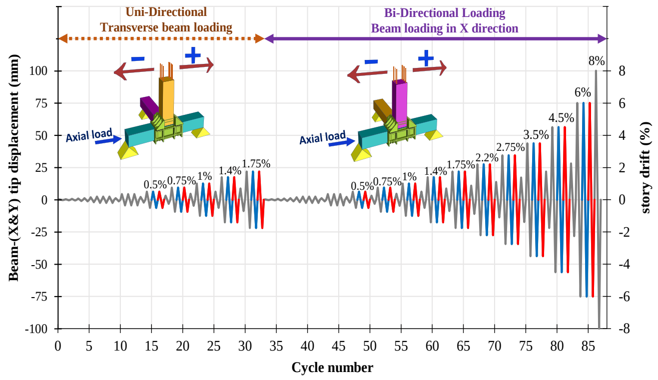
پروتکل بارگذاری

پس از اعمال بار محوری ثابت به انتهای ستون، بارگذاری چرخه‌ای جانبی کم‌سرعت با دامنه‌های فزاینده در بالای تیر در حالت کنترل شده جابه‌جایی برای بررسی رفتار چرخه‌ای اتصال تیر ـ ستون اعمال شد. روش بارگذاری برای همه نمونه‌ها بر اساس معیارهای پذیرش مشخص شده توسط کمیته شماره ۳۷۴ انجمن بتن آمریکا [21] در سال ۲۰۰۵ در نظر گرفته شد. همان طور که در پروتکل بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیک ارائه شده در (شکل ۸) مشهود است؛ به منظور در نظر گرفتن اثرات زوال درون‌سیکلی و خستگی کم‌دامنه (Low Cycle Fatigue) در هر سیکل سه بار تکرار صورت می‌گیرد. سپس یک سیکل با نصف دامنه هدف قبلی انجام می‌گردد. افزایش تدریجی دامنه تغییر شکل‌ها به گونه‌ای رقم می‌خورد که نرخ انرژی ذخیره شده نمونه در مقایسه با آنچه در زلزله واقعی رخ می‌دهد، اختلاف کمتری پیدا کند و امکان وقوع شکست‌های ترد را در عمل ممکن سازد. این افزایش دامنه به گونه‌ای تنظیم می‌گردد که کمتر از ۱,۲۵ برابر و بیشتر از ۱,۵ برابر دامنه پیشین نباشد [21].

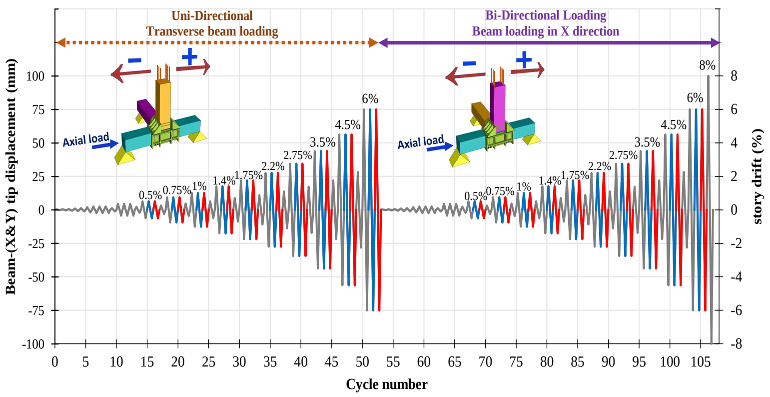
بارگذاری آزمایش از جابه‌جایی نسبی ٪۰,۰۲ آغاز می‌شود و با شش تک‌سیکل در محدوده الاستیک نمونه با دامنه‌های ٪۰,۰۲ ، ٪۰,۰۳۵ ، ٪۰,۰۵ ، ٪۰,۰۷۵ ، ٪۰,۱ و ٪۰,۱۵ پیشروی دامنه به جابه‌جایی نسبی ٪۰,۲ می‌رسد. سپس سیزده سیکل با دامنه‌های افزایشی سه بار تکرار ٪۰,۲ ، ٪۰,۳۵ ، ٪۰,۵ ، ٪۰,۷۵ ، ٪۱ ، ٪۱,۴ ، ٪۱,۷۵ ، ٪۲,۲ ، ٪۲,۷۵ ، ٪۳,۵ ، ٪۴,۵ ، ٪۶ و ٪۸ جابه‌جایی نسبی به تیر X اعمال می‌گردد (البته برای جابه‌جایی نسبی ٪۸ از تکرار سیکل‌ها صرف نظر شد).



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۸ الگوی بارگذاری چرخه‌ای جانبی: (الف) یک‌جهته، (ب) دوجهته حد میانه و (ج) دوجهته با نسبت یکسان

بررسی و مقایسه نتایج آزمایشگاهی

رفتار هیسترزیس و مود شکست نمونه‌های C1

پاسخ هیسترزیس به دست آمده از آزمایش، نتیجه کلیدی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای نمونه‌های مختلف می‌باشد. پاسخ چرخه‌ای نیرو ـ جابه‌جایی نسبی نه تنها ظرفیت‌های مختلف نمونه را تعیین می‌کند، بلکه تغییرات سختی، شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی را نیز ارائه می‌کند.

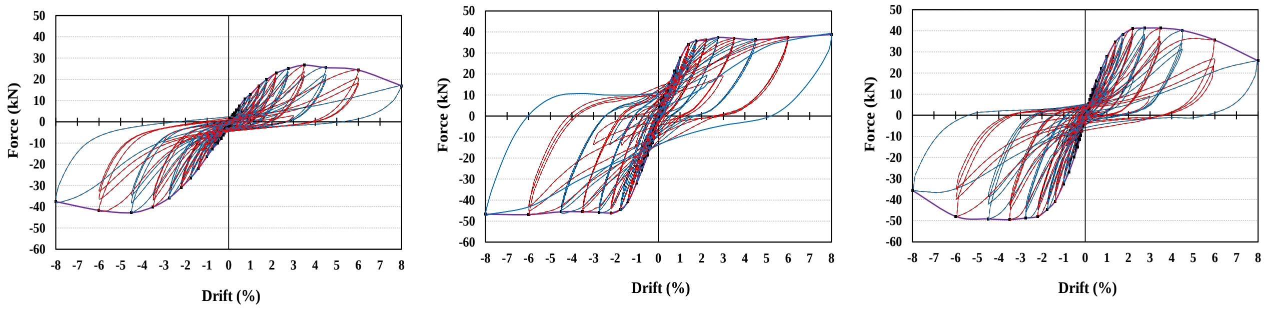
در۰) و۰) به ترتیب، پاسخ چرخه‌ای به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی و الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های لرزه‌ای C1 مشاهده می‌گردد. همچنین در۰) منحنی‌های پوش نیرو ـ جابه‌جایی تمام نمونه‌ها به منظور مقایسه بهتر مشخص شده است. اتصال گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با ACI318-19 تحت بارگذاری یک‌جهته (C1-UL) در سمت کشش و فشار به ترتیب اوج نیرو تا ۴۱٫۳ و ۵۰ کیلونیوتن در جابه‌جایی‌های نسبی ۲٫۲٪ رسیده است. به علت محصورکنندگی تیر عرضی و تعاملات دوجهته صورت گرفته در ناحیه اتصال، حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه ۱۲درصد نسبت به سطح ظرفیت خمشی تیر افزایش یافته است. ظرفیت خمشی تیر در سمت کشش ۴۴٫۳ کیلونیوتن متر (معادل ۳۵٫۴ کیلونیوتن نیرو) و در سمت فشار ۵۶٫۶ کیلو نیوتن متر (معادل ۴۵٫۳ کیلونیوتن نیرو) محاسبه می‌گردد. بعد از تحقق اوج بار، ظرفیت نیرو تا جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ حفظ شده است. سپس به علت گسترش خرابی در ناحیه اتصال، افت نیرو ۳۰ درصدی نسبت به جابه‌جایی نسبی ۸٪ رخ داده است.

حضور تیر عرضی (بارگذاری نشده)، به خودی خود ظرفیت برشی اتصال را افزایش می‌دهد و استحکام برشی کافی در جلوگیری از باز نشدن و عمیق نشدن ترک‌های قطری ناحیه اتصال تا جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ موفق عمل کرده است؛ ولی افزایش ظرفیت برشی اتفاق افتاده با تمرکز آسیب در ناحیه اتصال همراه است. رفتار غیرالاستیک ناحیه اتصال بعد از جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪ از توسعه کرنش پلاستیک آرماتورهای طولی تیر جلوگیری به عمل آورده است. بدین ترتیب قبل از تحقق کامل مکانیزم مطلوب گسیختگی خمشی در تیر، شکست برشی ناحیه اتصال در جابه‌جایی‌های نسبی ۶٪ و ۸٪ غالب شده است. در هر صورت با توجه به الگوی ترک در۰ـ الف) و تأیید جاری‌شدگی میلگرد تیر توسط کرنش‌سنج‌ها، گسیختگی ترکیبی، برشی اتصال ـ خمشی تیر تأیید می‌شود. بعد از جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ ترک‌های شکل گرفته در ناحیه اتصال تحت بارگذاری یک‌جهته بیشتر و گسترش یافته‌تر از نمونه تحت بارگذاری دوجهته محدود (C1-Limited BL) می‌باشد.

بر خلاف نمونه C1-UL، در نمونه نظیر، تحت بارگذاری دوجهته محدود (C1-Limited BL) به طور کامل مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شده‌است. با اینکه در جابه‌جایی‌های نسبی بالا ترک در ناحیه اتصال پدید آمده است اما در نهایت رفتار پلاستیک فولاد آرماتورهای تیر، تعیین‌کننده رفتار کلی اتصال بوده است. جذب انرژی مناسب فولاد نسبت به زوال یکپارچگی بتن منجر به لاغرشدگی کمتر نمونه C1-Limited BL نسبت به نمونه C1-UL شده است. تأثیر بارگذاری محدود تیر عرضی منجر به ایجاد ترک در تیر عرضی شده است و این سابقه آسیب در زمان بارگذاری در جهت اصلی، منجر به کم شدن تأثیر محصورکنندگی تیر عرضی و تعاملات دوجهته در ناحیه اتصال شده است و رفتار شبیه به اتصال دوبعدی کناری (Exterior) در چرخه‌های هیسترزیس پدیدار شده است. افزایش ظرفیت نیرو بعد از جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ از اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی کرنشی آرماتور با تکیه بر رفتار صلب اتصال تأیید می‌شود. در۰ـ ب) رفتار خمشی غالب شده تیر در جابه‌جایی‌های نسبی بالا به خوبی نشان داده شده است. بر اساس داده‌های جدول (۳) ملاحظه می‌گردد، اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته محدود (C1-Limited BL) نسبت به نمونه مشابه، تحت بارگذاری یک‌جهته (C1-UL)، به علت تأثیر بارگذاری جهت متعامد، منجر به کاهش ۹ درصدی حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه گردیده است.

در صورت بارگذاری کامل تیر عرضی، به علت ماهیت بارگذاری یک‌جهته آن و وجود تنگ کافی در ناحیه اتصال، همان طور که درباره نمونه C1-UL پرداخته شد، آسیب در ناحیه اتصال غالب می‌شود و صفحه کرنش گسیختگی متناظر با جهت متعامد به طور بحرانی تشکیل می‌گردد. اکنون با شروع بارگذاری جهت اصلی حادترین تأثیر بارگذاری تیر عرضی آغاز می‌شود. کاهش شدید سختی اولیه، ظرفیت نیرویی و لاغرشدگی شدید از موارد قابل شناسایی در چرخه‌های نیرو – جابه‌جایی می‌باشد. در این حالت با وجود استحکام برشی در ناحیه اتصال، گسترش خرابی از ناحیه اتصال آغاز و پایان می‌یابد و جاری‌شدگی در آرماتورهای طولی تیر به هیچ عنوان تحقق نمی‌یابد. به عبارتی حد بحرانی از تأثیر بارگذاری تیر عرضی در دسترس قرار گرفت.

اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته شدید (C1-Full BL) نسبت به نمونه مشابه، تحت بارگذاری یک‌جهته (C1-UL)، به ۲۴ درصد کاهش ظرفیت حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه و ۵۵ درصد کاهش سختی اولیه منتج شده است.



(الف) C1-UL　　(ب) C1-Limited BL　　(ج) C1-Full BL

شکل ۹ پاسخ هیسترزیس نیرو ـ جابه‌جایی نسبی نمونه‌های C1 به همراه پوش حاصل از آن



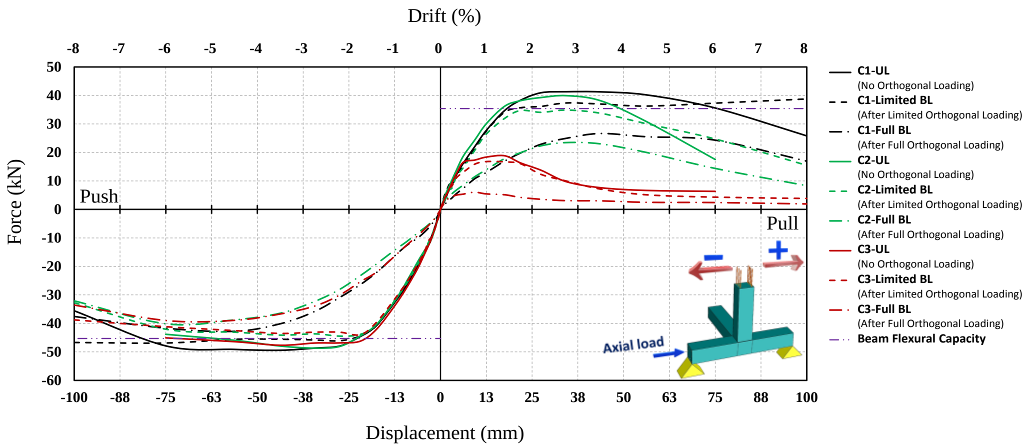
جابجایی نسبی ٪ ۱٫۷۵

جابجایی نسبی ٪ ۳٫۵

جابجایی نسبی ٪ ۸

(الف) C1-UL　　(ب) C1-Limited BL　　(ج) C1-Full BL

شکل ۱۰ رشد ترک‌ها و پیشرفت خرابی نمونه‌های C1 در جابه‌جایی نسبی ٪ ۱٫۷۵، ٪ ۳٫۵ و در انتهای تست



شکل ۱۱ مقایسه پوش حاصل از پاسخ چرخه‌ای نیرو ـ جابه‌جایی تمام نمونه‌ها

جدول ۳ نیروی حداکثر آزمایش و شکل‌پذیری در جهت کشش (مثبت) و فشار (منفی)

ID	Peak Load (kN)		Displacement at yield point (mm)		Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Lowest ductility factor
	Pull (+)	Push (-)	Pull (+)	Push (-)	Pull (+)	Push (-)	Pull (+)	Push (-)	
C1-UL	41.3	49.4	20	20.9	75	77.5	3.8	3.7	3.7
C1-Limited BL	36	46.8	17.5	20	100	100	5.7	5	5
C1-Full BL	26.6	42.8	30	38.4	87.5	100	2.9	2.6	2.6
C2-UL	39.9	48.7	17.5	20	50	75	2.9	3.75	2.9
C2-Limited BL	35.2	44.5	18.4	18.4	50	75	2.7	4	2.7
C2-Full BL	23.4	40.1	21.6	40	62.5	93.8	2.9	2.3	2.3
C3-UL	18.8	46	8	19.6	20	75	2.5	3.8	2.5
C3-Limited BL	16.8	43.9	8	18.5	20	100	2.5	5.4	2.5
C3-Full BL	6	39	5	35	12.5	100	2.5	2.9	2.5

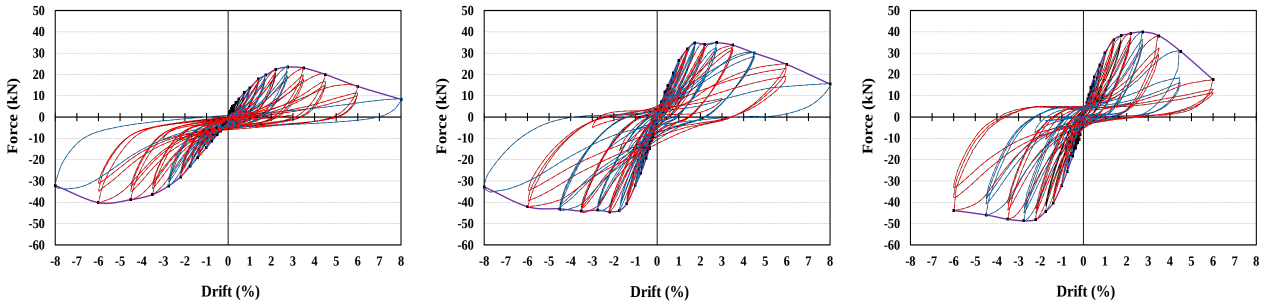
بر اساس داده‌های جدول (۳) تأثیر بارگذاری محدود تیر عرضی در زمان ارزیابی نمونه C1-Limited BL در جهت اصلی نسبت به حالت بدون بارگذاری تیر عرضی منجر به افزایش ٪۳۵ شکل‌پذیری گردید. در حالی که بارگذاری دوجهته شدید نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته، ٪۳۰ با کاهش شکل‌پذیری همراه بوده است. تغییر معکوس شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف بارگذاری تأیید کننده تغییر رفتار و مکانیزم شکست در نمونه‌های لرزه‌ای گوشه تحت حالت بارگذاری دوجهته محدود شده نسبت به بارگذاری یک‌جهته می‌باشد.

رفتار هیسترزیس و مود شکست نمونه‌های C2

در ۰) پاسخ چرخه‌ای نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های مستعد آسیب لرزه‌ای C2 مشاهده می‌گردد. همچنین ۰) الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های آسیب‌پذیر C2 قابل ملاحظه می‌باشد. نمونه C2 تحت بارگذاری یک‌جهته (C2-UL) تا جابه‌جایی نسبی ٪ ۲٫۷۵ درصد مشابه نمونه لرزه‌ای (C1-UL) عمل کرده است. به عبارتی حضور تیر عرضی با ایجاد محصورکنندگی و تعاملات دوجهته، از تأثیرگذاری استحکام برشی ناشی از تنگ ستون در ناحیه اتصال تا جابه‌جایی نسبی ٪۲٫۷۵ کاسته است. اما بعد از جابه‌جایی نسبی ٪ ۲٫۷۵ ضعف استحکام برشی باعث گسترش و عمیق شدن سریع ترک‌های قطری ناحیه اتصال می‌شود. بر این اساس شدت افت نیرو و ماهیت ترد آسیب در پاسخ‌ها مشهود است.

در زمان بارگذاری در جهت اصلی نمونه C2-Limited BL، به علت سابقه بارگذاری در جهت متعامد، مشابه آنچه در نمونهC1-Limited BL رخ داد، ترک‌خوردگی تیر عرضی منجر به کاهش تأثیر مثبت تیر عرضی در ظرفیت برشی اتصال شده است؛ لذا سطح نیروی قابل تحمل نمونه تحت بارگذاری دوجهته محدود از نمونه مشابه تحت بارگذاری یک‌جهته ۱۰درصد، کمتر است. با توجه به ۰ – ب) مشاهده می‌گردد که به دلیل عدم رعایت جزئیات لرزه‌ای در ناحیه اتصال و تجربه تشکیل صفحه کرنش

گسیختگی در هر دو جهت ناحیه اتصال (تحت بارگذاری دوجهته)، رفتار اتصال به‌حدی از حالت الاستیک و یکپارچگی خارج شده است که میلگردهای طولی تیر مدفون در ناحیه اتصال دچار لغزش شده‌اند و تغییر شکل غیرخمشی تیر در جابه‌جایی نسبی ٪۸ به طور واضح نمایان شده است.



C2-Full BL (ج) C2-Limited BL (ب) C2-UL (الف)

شکل ۱۲ پاسخ هیسترزیس نیرو ـ جابه‌جایی نسبی نمونه‌های C2 به همراه پوش حاصل از آن



C2-Full BL (ج) C2-Limited BL (ب) C2-UL (الف)

شکل ۱۳ رشد ترک‌ها و پیشرفت خراب ی نمونه‌های C2 در جابه‌جایی نسبی ٪ ۱,۷۵، ٪ ۳,۵ و در انتهای تست

با توجه به ۰ـ ج) و ۰) بارگذاری دوجهته تحت شدیدترین حالت C2-Full BL، موجب کاهش ۳۰ درصد حداکثر نیروی قابل تحمل و ۵۶ درصد سختی اولیه نمونه نسبت به نمونه مشابه تحت بارگذاری یک‌جهته شده است. عملکرد نامطلوب شکست ترد ناحیه اتصال در حالی که ترک‌های بسیار جزئی در تیرهای اصلی و عرضی تجربه شده است، در هر دو جهت ارزیابی گزارش می‌شود.

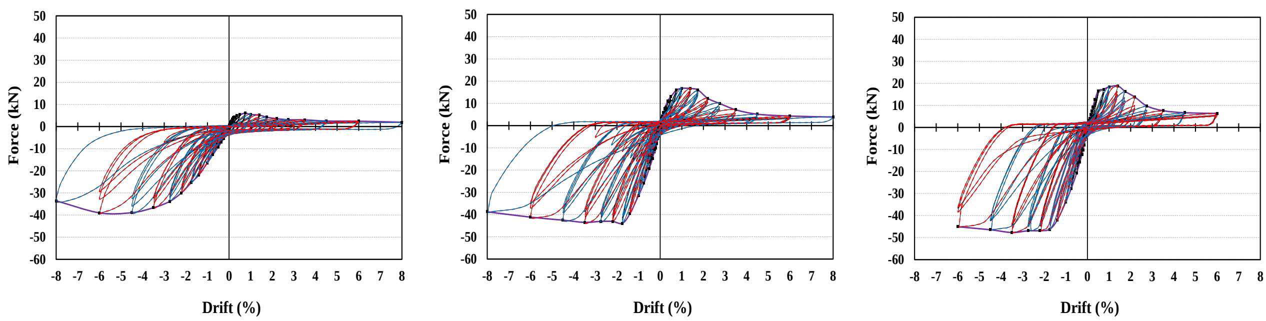
بر اساس جدول (۳) شکل‌پذیری نمونه C2-Limited BL و نمونه C2-Full BL نسبت به نمونه C2-UL به ترتیب ٪۷ و ٪۲۰ کاهش یافت.

رفتار هیسترزیس و مود شکست نمونه‌های C3

پاسخ‌های چرخه‌ای نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های مستعد آسیب لرزه‌ای C3 در۰) مشاهده می‌گردد. در سمت مثبت نمودارها مربوط به زمانی است که میلگردهای مثبت تیر تحت کشش قرار می‌گیرند. همان طور که مشخص هست رفتار اتصال در سمت کشش، به دلیل لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال، پاسخ نمونه با کاهش شدید ظرفیت نیرو و شکل‌پذیری مواجه شده است. همچنین پر واضح است که تیر عرضی تأثیری در غالب رفتار گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال نداشته است. لذا فرصتی برای افزایش ظرفیت برشی در سمت کشش به دلیل حضور تیر عرضی نخواهد بود. اما در سمت فشار نمونه C3-UL همانند نمونه C2-UL، میلگردهای تحت کشش تیر در اتصال قفل باقی ماند و جذب انرژی هیسترزیس در نمونه پدید آمد.

ماهیت بارگذاری با نسبت ۱۰۰:۵۰ در نمونه آسیب‌پذیر C3 منجر به لغزش پیوند میلگردهای طولی هر دو تیر در زمان بارگذاری مربوط به خود شده است. لذا در زمان پیشرفت بارگذاری جهت اصلی، بر اثر ترک‌های عمیق با زاویه کم، قسمتی از اتصال در نزدیکی هر دو تیر جدا گردید (۰ـ ب). حداکثر پاسخ نیرو در نمونه C3-Limited BL نسبت به نمونه C3-UL، در سمت کشش و فشار به ترتیب ٪۱۰ و ٪۸ کاهش یافته است.

رفتار نمونه تحت بارگذاری دوجهته شدید C3-Full BL از همان جابه‌جایی‌های نسبی اولیه به صورت مومسان عمل می‌کند. کاهش سختی اولیه نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته در سمت کشش و فشار به ترتیب، ٪۴۸ و ٪۵۴ گزارش می‌شود. آسیب‌های وارد شده به اتصال در بارگذاری جهت متعامد، نه‌تنها موجب کاهش شدید ظرفیت برشی شده است بلکه از نیروی پیوستگی بین میلگردهای مثبت تیر و بتن در ناحیه اتصال کاسته شده است. بارگذاری دوجهته شدید در نمونه آسیب‌پذیر C3 نسبت به قرارگیری در شرایط بارگذاری یک‌جهته توانست تا ۴۳ درصد کاهش ظرفیت نیرو را تجربه کند.



(الف) C3-UL　(ب) C3-Limited BL　(ج) C3-Full BL

شکل ۱۴ پاسخ هیسترزیس نیرو ـ جابه‌جایی نسبی نمونه‌های C3 به همراه پوش حاصل از آن

جابجایی نسبی ٪ ۱٫۷۵

جابجایی نسبی ٪ ۳٫۵

جابجایی نسبی ٪ ۶ یا ٪ ۸



(الف) C3-UL　　(ب) C3-Limited BL　　(ج) C3-Full BL

شکل ۱۵ رشد ترک‌ها و پیشرفت خرابی نمونه‌های C3 در جابه‌جایی نسبی ٪ ۱٫۷۵، ٪ ۳٫۵ و در انتهای تست

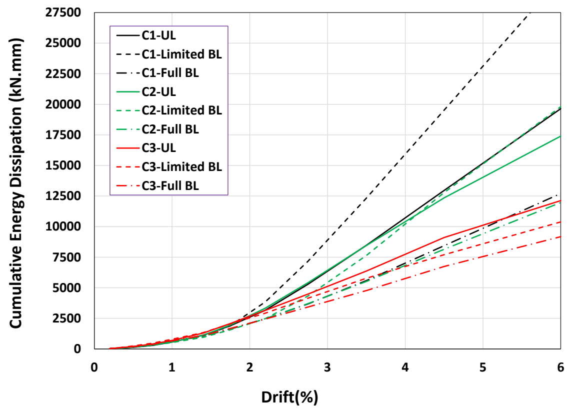
ظرفیت اتلاف انرژی

ظرفیت انرژی تلف شده به حداکثر انرژی جذب شده ناشی از فرورزیش تدریجی یا سریع، توسط یک سازه اشاره دارد. مساحت موجود در هر چرخه کامل هیسترزیس نشان دهنده اتلاف انرژی در طول روند بارگذاری می‌باشد. در ۰) و ۰) به ترتیب انرژی تلف شده تجمعی و انرژی تلف شده در هر چرخه را تا جابه‌جایی نسبی ٪۶ برای تمامی نمونه‌ها نشان می‌دهد.

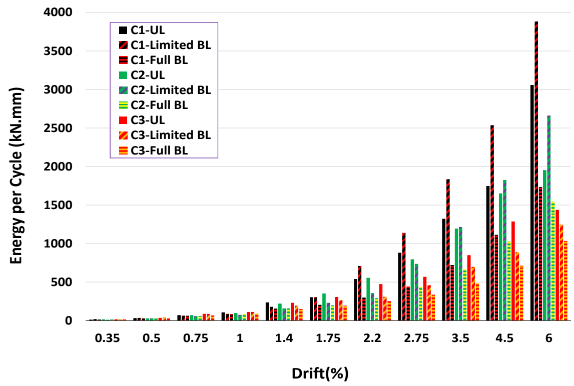
بیشترین اتلاف انرژی مربوط به نمونه C1-Limited BL می‌باشد به طوری‌که مقدار انرژی تجمعی و انرژی تلف شده در چرخه ٪۴٫۵ به ترتیب ۱۹۰۰۰ و ۲۵۵۰ کیلو نیوتن میلی‌متر می‌رسد. مقادیر به دست آمده گویای افزایش ۴۵ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی نمونه C1-Limited BL نسبت به نمونه C1-UL می‌باشد. افزایش به علت تحقق مکانیزم مفصل پلاستیک در تیر می‌باشد. لذا تغییر مکانیزم خمشی در تیر به مکانیزم ترکیبی خمشی تیر ـ برشی اتصال با غالب شدن شکست ترد برشی به واسطه بارگذاری دوجهته محدود شده نمایان است.

ظرفیت اتلاف انرژی نمونه C2-Limited BL نسبت به نمونه C2-UL تا جابه‌جایی نسبی ٪۴٫۵ به دلیل تأثیر آسیب تیر عرضی در ماهیت دوجهته بودن کاهش یافته است. اما ظرفیت اتلاف انرژی بعد از جابه‌جایی نسبی ٪۴٫۵ با افزایش همراه بوده است؛

بدین علت می‌باشد که نمونه C2-UL همان طور که قبل‌تر پرداخته شد به دلیل تمرکز آسیب در ناحیه اتصال بعد از تحمل نیروی افزایش یافته به علت حضور تیر عرضی آسیب ندیده، با زوال ظرفیت شدیدتری نسبت به C2-Limited BL همراه بوده است.



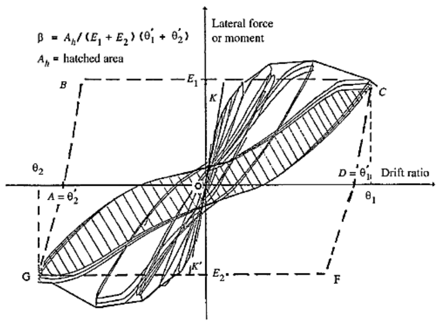
شکل ۱۶ انرژی تجمعی



شکل ۱۷ انرژی تلف شده در هر چرخه

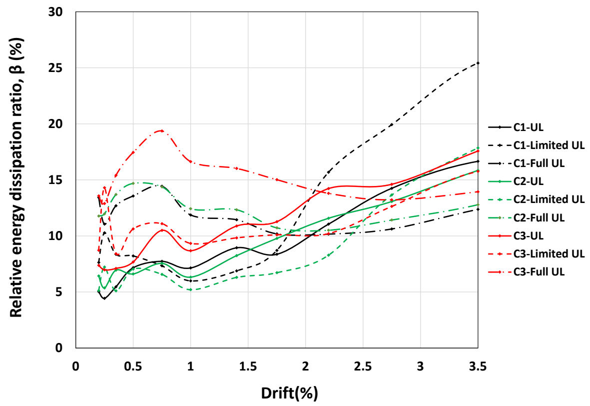
بارگذاری دوجهته محدود در نمونه C3 تأثیر مسلمی در ظرفیت اتلاف انرژی به دلیل شکست زودهنگام لغزش پیوند آرماتور طولی در ناحیه اتصال گذاشته است. در زمان ارزیابی نمونه C3-Limited BL لغزش آرماتور طولی مثبت تیر عرضی منجر به کاهش نیروی پیوند در انتهای آرماتورهای طولی مثبت تیر اصلی شده است. لذا تأثیر سابقه آسیب در نمونه C3-Limited BL نسبت به C3-UL منجر به کاهش ۲۰ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی می‌شود. بارگذاری دوجهته شدید نسبت به بارگذاری یک‌جهته در نمونه‌های لرزه‌ای (C1)، غیرلرزه‌ای معمولی (C2)، غیرلرزه‌ای حاد (C3) به ترتیب ٪۳۳، ٪۳۵ و ٪۳۷ با کاهش ظرفیت اتلاف انرژی همراه بوده است.

برای کنترل پذیرش نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها از کد ACI 374.1 [21] استفاده شده است. بر طبق۰) مقدار به دست آمده نسبت اتلاف انرژی واقعی به ایدئال β، در طول پاسخ چرخه سوم جابه‌جایی نسبی ٪۳،۵ می‌بایست بزرگ‌تر مساوی ٪۱۲،۵ باشد. همان طور که در۰) پیداست، تمامی نمونه‌ها در جابه‌جایی نسبی ٪۳،۵ از مقدار مجاز بزرگ‌ترند و قابل قبول چرخه‌های به دست آمده هستند.



شکل ۱۸ تعریف نسبت اتلاف انرژی نسبی [21]

نمونه‌های تحت بارگذاری دو جهته شدید بعد از جابه‌جایی نسبی ٪۰،۷۵ پرش کاهنده داشتند و از عملکرد ایدئال فاصله گرفتند. بر طبق نتایج بارگذاری دوجهته محدود نسبت به بارگذاری یک‌جهته (در جابه‌جایی نسبی ٪۳،۵) توانسته نمونه لرزه‌ای C1 و نمونه غیرلرزه‌ای C2 را به ترتیب ٪۵۰ و ٪۹ به ایدئال سیستم جاذب انرژی نزدیک کرده با شد. اما برای نمونه غیرلرزه‌ای C3 تأثیر مخرب ٪۸ داشته است.



شکل ۱۹ اتلاف انرژی نسبی

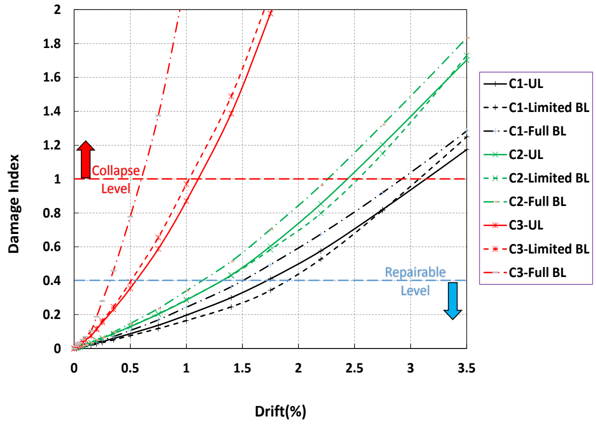
شاخص خسارت

شاخص خسارت پارک و انگ [22] یکی از با ارزش‌ترین معیارها برای معنا و مفهوم دادن به رفتارهای غیرخطی نمونه تحت آزمایش می‌باشد. کمی‌سازی صورت گرفته توسط رابطه (۱) برای تمامی نمونه‌ها در ۰) به نمایش در آمده است. رابطه (۱) ترکیب خطی آسیب ناشی از تقاضای شکل‌پذیری بیش از ظرفیت و آسیب ناشی از چرخه‌های تکرار شونده بارگذاری می‌باشد.

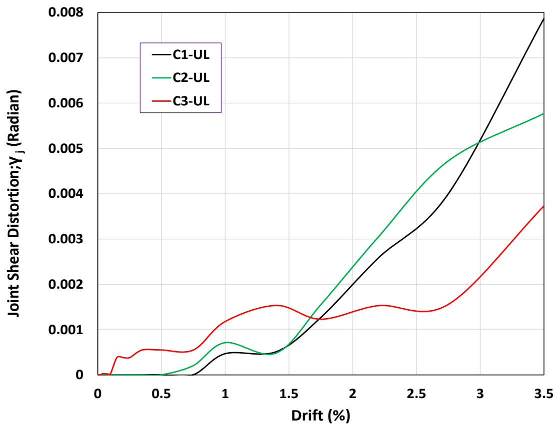
$$\text{Damage} = \frac{\delta_{max}}{\delta_{ult}} + 0.25\frac{E_H}{F_y.\delta_{ult}} \qquad (۱)$$

که در اینجا δ_{max} حداکثر جابه‌جایی اتفاق افتاده می‌باشد. δ_{ult} ظرفیت جابه‌جایی نمونه در بارگذاری یکنواخت استاتیکی، F_y نیروی جاری‌شدن نمونه بر اساس پاسخ به دست آمده از نمونه مورد بررسی، E_H انرژی هیسترزیس به صورت تجمعی تا لحظه مورد بررسی، در نظر گرفته می‌شود. با توجه به ۰) نمونه‌های لرزه‌ای C1 تحت بارگذاری یک‌جهته و دو جهته از جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪ وارد محدوده غیر قابل تعمیر شده‌اند و بعد از جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪ وارد محدوده خرابی گسترده (شاخص خسارت بیشتر از یک) شده است. در حالی که برای نمونه غیرلرزه‌ای C2 ورود به محدوده غیر قابل تعمیر و محدوده خرابی گسترده به ترتیب به جابه‌جایی نسبی ۱٫۴٪ و ۲٫۷۵٪ کاهش یافته است. همچنین در نمونه غیرلرزه‌ای C3 در جابه‌جایی نسبی ۰٫۵٪ آسیب عمده به نمونه وارد شده است و بعد از جابه‌جایی نسبی ۱٪ آسیب شدید فائق آمده است. به طور متوسط برای هر سه نمونه با شرایط مختلف لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای در اثر بارگذاری دوجهته شدید، حداقل ۲۰٪ از مقدار جابه‌جایی نسبی مورد نظر برای ورود به محدوده‌های خرابی‌های غیرقابل تعمیر و خرابی های شدید کاسته شده است.

در ۰) بر اساس داده‌های جابه‌جایی‌سنج‌های قرار گرفته در روی ناحیه اتصال، مقدار دوران ناحیه اتصال به صورت پوش در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف رسم شده است. مشاهده می‌گردد که لحظه شروع تغییر شکل یا به عبارتی لحظه ترک‌خوردگی در نمونه لرزه‌ای C1-UL از جابه‌جایی نسبی ۰٫۷۵٪ گزارش می‌شود و این مقدار در نمونه C2-UL به ۰٫۵٪ و همچنین در نمونه C3-UL به کوچک‌تر از ۰٫۵٪ کاهش یافته است.



شکل ۲۰ مقایسه نمونه‌ها از نظر شاخص خسارت



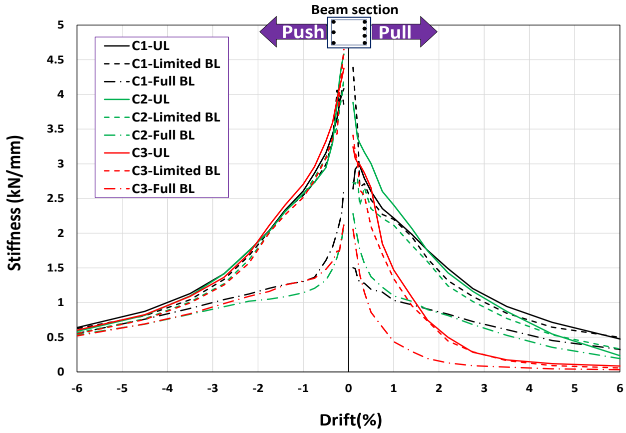
شکل ۲۱ دوران در ناحیه اتصال در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف

زوال سختی

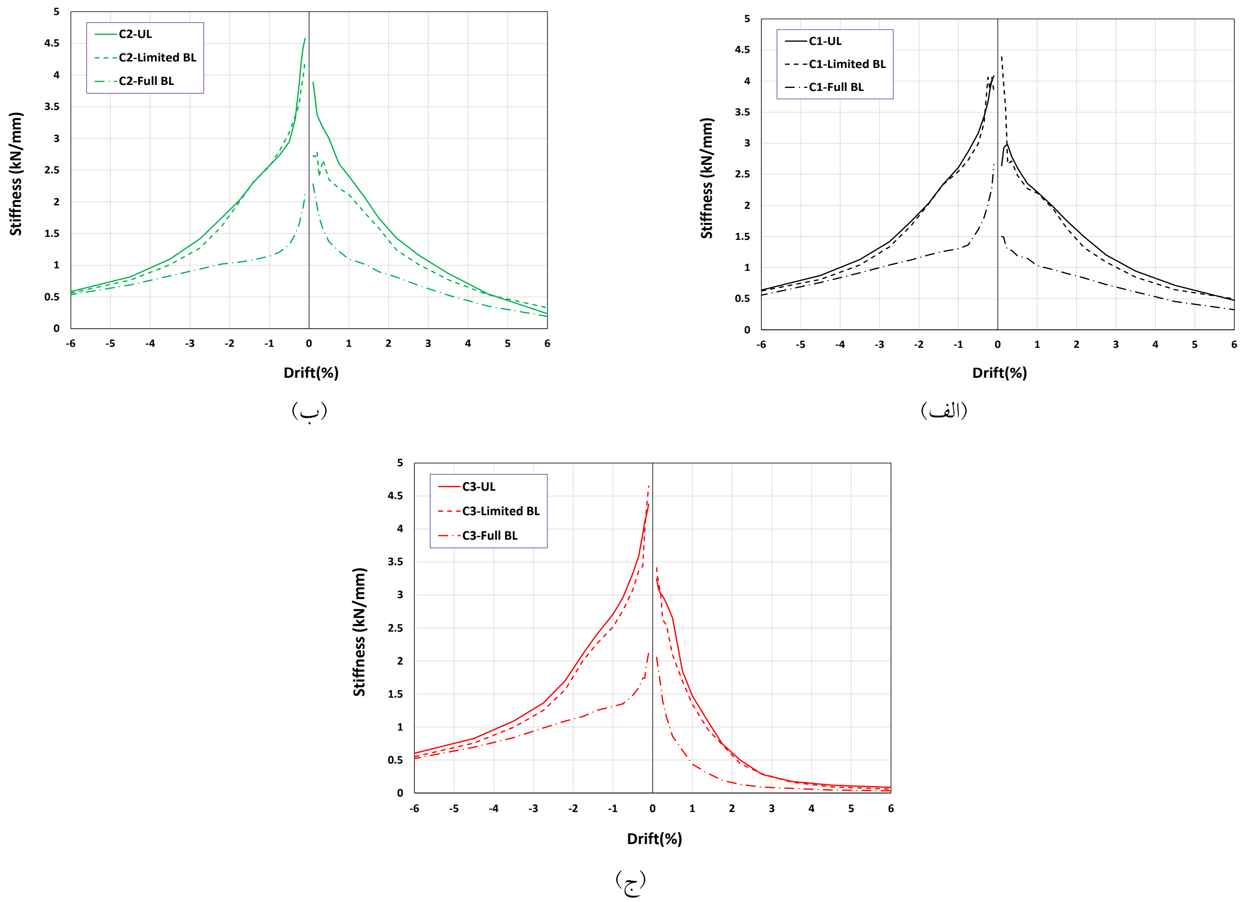
روند تبدیل سختی از محدوده الاستیک اولیه به حالت مومسان در ۰) برای تمامی اتصالات گوشه مشاهده می‌گردد. عدم تقارن در سمت مثبت و منفی جابه‌جایی، به دلیل اختلاف در ظرفیت نیروی نمونه‌ها خصوصا اتصالات C3، کاملا مشخص است. کاهش سختی به واسطه نوع بارگذاری یک‌جهته و دوجهته به صورت تفکیک شده در نمونه‌های C1، C2 و C3 در ۰) ترسیم گردید. روند تغییرات سختی در نمونه‌های تحت بارگذاری دوجهته محدود در مقایسه با نمونه‌ها تحت بارگذاری یک‌جهته، تفاوت قابل توجهی نگذاشته است. در حالی که همان طور که قبل‌تر کمی‌سازی شد، بارگذاری دو جهته شدید تأثیر مخرب شدیدی در پارامتر سختی داشته است.

در صورت مقایسه سختی در چرخه‌های تکرار برای نمونه C1 ۰) در دسترس قرار می‌گیرد. از مقایسه سه نمونه C1 تحت شرایط بارگذاری مختلف، ملاحظه می‌گردد که زوال درون‌سیکلی در نمونه C1-Limited BL به حداقل رسیده است.

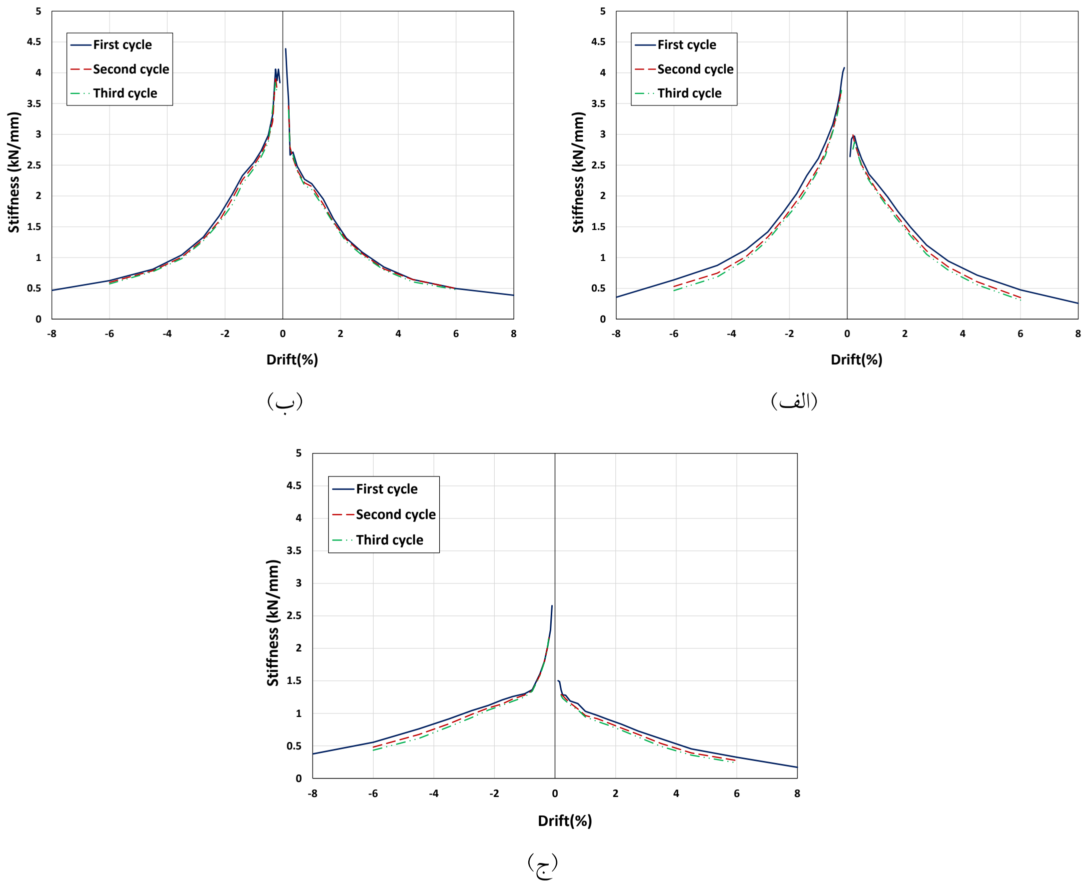
بنابراین تحقق مکانیزم مطلوب جذب انرژی در این نمونه، مجدد تأیید می‌شود.



شکل ۲۲ مقایسه سختی نمونه‌ها در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف



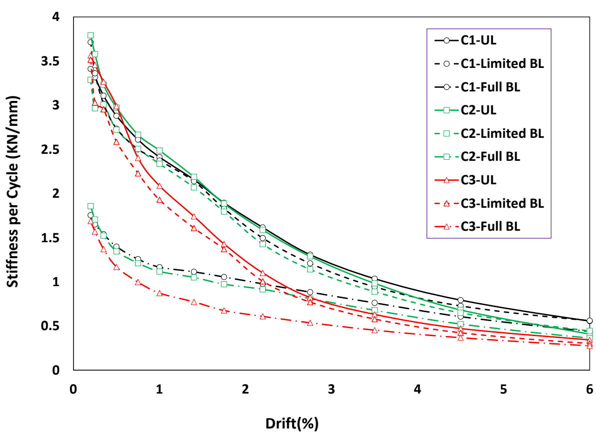
شکل ۲۳ سختی نمونه‌های؛ (الف) C1، (ب) C2 و (ج) C3



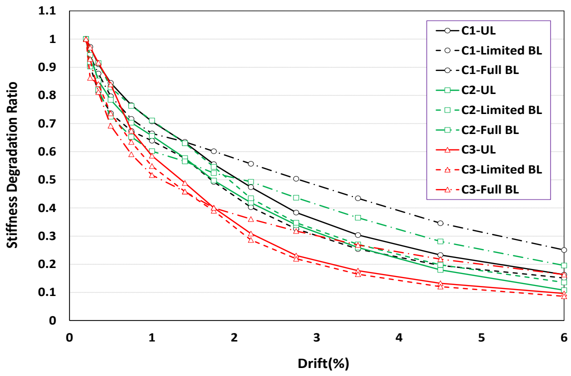
شکل ۲۴ زوال سختی درون سیکلی نمونه‌های: (الف) C1-UL، (ب) C1-Limited BL و (ج) C1-Full BL

در صورت در نظر گرفتن مقدار سختی بر اساس پیک دامنه‌های مثبت و منفی یک چرخه کامل، مقدار سختی مؤثر هر چرخه (چرخه اول) مطابق ۰) به دست می‌آید. همان طور که مشخص هست سختی مؤثر نمونه‌های C1 و C2 تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجهته محدود در یک سطح نزدیک به هم به صورت برتر از بقیه قرار دارد. چنانچه جابه‌جایی نسبی ۱,۷۵٪ ملاک قرار بگیرد؛ ملاحظه می‌گردد که بارگذاری دوجهته شدید در تمامی نمونه‌ها نسبت به دیگر حالات بارگذاری، موجب کاهش ۴۰٪ سختی مؤثر در چرخه شده است.

در صورتی که مقدار سختی مؤثر هر نمونه نسبت به چرخه در دامنه قبلی سنجیده شود و در یک محیط نرمالایز شده نسبت به هم قرار بگیرد،۰) در دسترس قرار می‌گیرد. هر چه تغییرات به یک نزدیک باشد نشان دهنده کمتر بودن شدت نرخ زوال سختی می‌باشد. چنانچه تغییرات زوال سختی بعد از جابه‌جایی نسبی ۱٪ مد نظر قرار بگیرد، نرخ زوال سختی در تمام نمونه‌ها تحت بارگذاری یک‌جهته و دو جهته محدود با شیب یکسانی همراه بوده است. در نمونه‌های تحت بارگذاری دوجهته شدید، زوال سختی با شدت کمتری همراه بوده است. بدان علت که پیک سختی قابل دستیابی نمونه به علت آسیب در جهت متعامد، شدیدا کاهش یافته است.



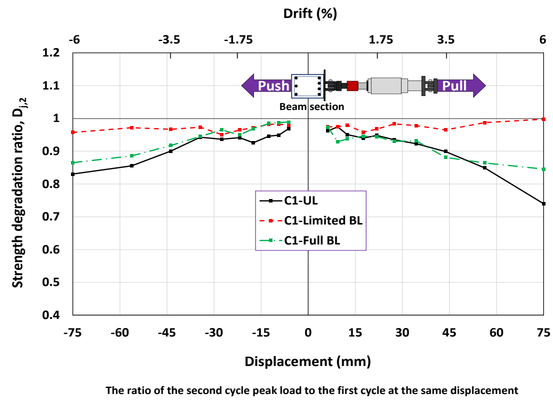
شکل ۲۵ مقایسه سختی مؤثر چرخه‌ای نمونه‌ها



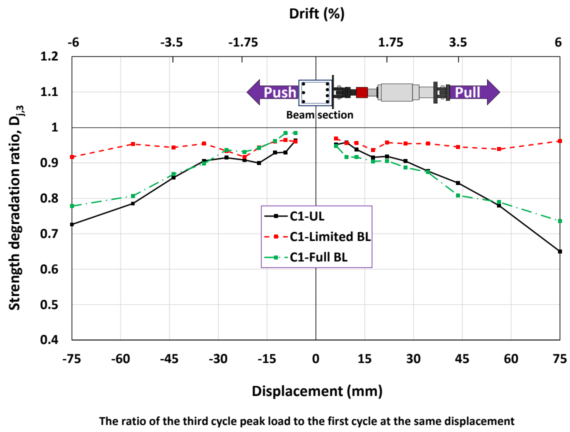
شکل ۲۶ نسبت زوال سختی (نرمالایز شده)

زوال مقاومت

نسبت حداکثر پاسخ نیرو در چرخه دوم نسبت به چرخه اول و همچنین چرخه سوم نسبت به چرخه اول، بیانگر زوال درون‌سیکلی مقاومت می‌باشد. زوال‌های مقاومت درون‌سیکلی نمونه‌های C1 و C3 به ترتیب در (۰) و (۰) به نمایش در آمده است.

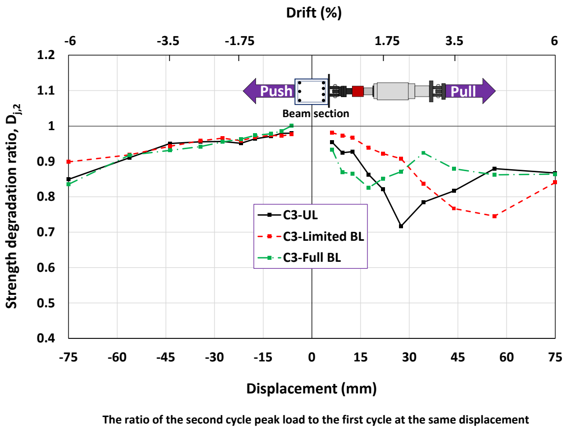


(الف)

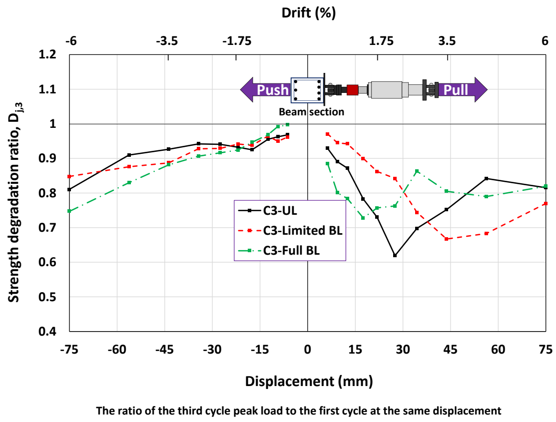


(ب)

شکل ۲۷ زوال مقاومت نمونه‌های C1: (الف) نسبت چرخه دوم به چرخه اول و (ب) نسبت چرخه سوم به چرخه اول



(الف)



(ب)

کل ۲۸ زوال مقاومت نمونه‌های C3: (الف) نسبت چرخه دوم به چرخه اول و (ب) نسبت چرخه سوم به چرخه اول

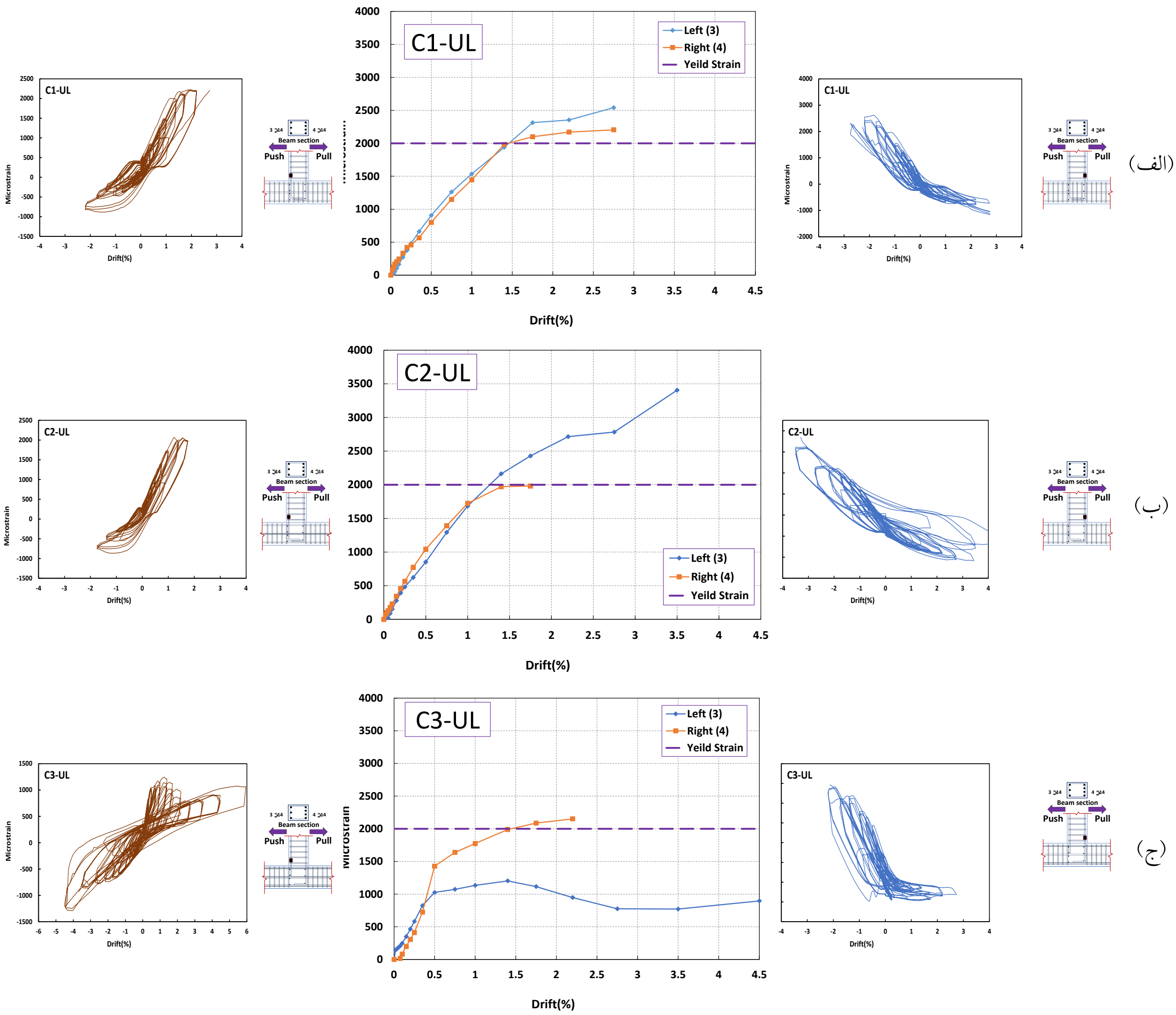
زوال مقاومت درون‌سیکلی در نمونه‌های لرزه‌ای C1-UL و C1-Full BL نزدیک به هم بوده است. فاصله زیاد مقادیر به دست آمده از مقدار یک، برای هر دو نمونه، به مکانیزم آسیب از منشأ بازشدگی ترک‌ها تازه ظهور کرده اشاده دارد. در حالی که زوال مقاومت در نمونه C1-Limited BL به مقادیر کمتر از ۰٫۹ محدود باقی ماند و برای مثال در جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪، نسبت زوال مقاومت درون‌سیکلی، ۵۰٪ بهتر از دو نمونه اخیر (C1-UL و C1-Full BL) گردید. همان طور که قبل‌تر توضیح داده شد، علت در آن است که در نمونه C1-Limited BL اثرات ناشی از حضور تیر عرضی به دلیل ترک‌خوردگی در لبه اتصال تیر عرضی به ستون، به طور قابل توجهی کاهش یافته است. به همین علت غالب شدن مکانیزم خمشی مفصل پلاستیک در تیر با توجه به پارامترها و

موارد مختلف بررسی شده به چشم می‌خورد.

زوال مقاومت دورن‌سیکلی در سمت فشار نمونه‌های C3 یکسان عمل کرده است. در نتیجه حالت بارگذاری تأثیر مستقیمی در زوال مقاومت درون‌سیکلی ندارد بلکه نوع شکست و گسترش آسیب نمونه عامل تأثیرگذار در زوال مقاومت درون‌سیکلی می‌باشد.

کرنش در آرماتورهای تیر

اطلاعات به دست آمده از کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی آرماتورهای طولی تیر در نزدیکی ناحیه اتصال در ۰) در نظر گرفته شده‌است. مقادیر کرنش در سمت کشش نمونه نسبت به سمت فشار نمونه به علت نسبت ۳ به ۴ در تعداد آرماتور تحت کشش، بالاتر بوده است. در تمام نمونه‌ها به جز آرماتورهای لغزیده در نمونه C3 و نمونه‌های قرار گرفته تحت بارگذاری دوجهته شدید، در جابه‌جایی نسبی ۱٫۴٪ به مقدار تسلیم کرنشی رسیده است. در کل به علت عدم انطباق دقیق موقعیت کرنش‌سنج نسبت به محل حداکثر کشیدگی تارهای آرماتور و به‌کارگیری کرنش‌سنج‌های خطی، از تفسیر بیشتر نتایج پرهیز می‌شود.



شکل ۲۹ کرنش آرماتورهای طولی تیر در لبه ستون: (الف) C1-UL، (ب) C2-UL و (ج) C3-UL

نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر اتصالات تیر ستون گوشه بتن‌آرمه دارای جزئیات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای متداول تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجهته به صورت آزمایشگاهی ارزیابی گردید. بر اساس دسته‌بندی نمونه‌ها برپایه جزئیات لرزه‌ای، نتایج به دست آمده گزارش می‌شود:

اتصالات گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای:

۱. اتصال گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای تحت بارگذاری یک‌جهته، C1-UL به علت محصورکنندگی تیر عرضی (بدون سابقه آسیب‌دیدگی)، تعاملات نیرویی صورت گرفته بین دو تیر متعامد در ناحیه اتصال و سخت‌شدگی کرنشی فولاد، در پاسخ نیروی حداکثر قابل تحمل (جابه‌جایی نسبی متناظر ٪۲,۲) منجر به افزایش ۱۲ درصدی پاسخ ظرفیت نیروی اتصال نسبت به ظرفیت خمشی پیش‌بینی‌شده تیر گردید. علاوه بر این بعد از جابه‌جایی نسبی ٪۴,۵ به علت غالب شدن شکست برشی ناحیه اتصال بر تحقق کامل مکانیزم گسیختگی خمشی در تیر، پاسخ نیرو با افت مواجه شد. در مجموع طبق استاندارد ACI 374.1 سطح انتظارات برای پذیرش نمونه پاس گردید.

۲. اتصال گوشه لرزه‌ای تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C1-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۹ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۳۵ افزایش شکل‌پذیری و ٪۴۵ افزایش ظرفیت اتلاف انرژی همراه بوده است. در پاسخ هیسترزیس نمونه هیچ گونه افت نیرو مشاهده نشد و بالاترین ظرفیت اتلاف انرژی به دست آمده از تمام نمونه‌ها، متعلق به نمونه C1-Limited BL می‌باشد. بنابراین نوع شکست خمشی در تیر به طور کامل تحقق یافت. در نمونه حاضر، بارگذاری دوجهته محدود شده توانست نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته، مکانیزم شکست را از مکانیزم ترکیبی خمشی تیر ـ برشی اتصال با غالب شدن شکست ترد برشی به مکانیزم مطلوب خمشی در تیر تغییر دهد. همچنین ٪۵۰ عملکرد بهتری در زوال مقاومت درون سیکلی نسبت به C1-UL و C1-Full BL بر اساس جابه‌جایی نسبی ٪۳,۵ داشته است.

۳. اتصال گوشه لرزه‌ای تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C1-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۲۴ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۵۵ کاهش سختی اولیه، ٪۴۰ کاهش سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ٪۱,۷۵ ، ٪۳۰ کاهش شکل‌پذیری و ٪۳۳ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

اتصالات‌گوشه مستعدآسیب از منشأ حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال:

۱. در اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای معمولی (C2) تحت بارگذاری یک‌جهته، C2-UL تا زمان رسیدن به حداکثر نیرو، رفتار نمونه شبیه به نمونه C1-UL می‌باشد. ضعف استحکام برشی در ناحیه اتصال (به همراه حضور تیر عرضی)، باعث شدت افت نیرو در ادامه بارگذاری شده است. ظرفیت اتلاف انرژی نمونه و انرژی تلف شده در چرخه با جابه‌جایی نسبی ٪۶ نسبت به نمونه C1-UL به ترتیب، ٪۱۱ و ٪۳۶ کاهش یافت.

۲. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای معمولی تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C2-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۱۰ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل و ٪۷ کاهش شکل‌پذیری همراه گردید. در پاسخ هیسترزیس نمونه، به دلیل عدم رعایت جزئیات لرزه‌ای و تمرکز آسیب در ناحیه اتصال تحت تأثیر بارگذاری دوجهته، رفتار اتصال به‌حدی از حالت الاستیک و یکپارچگی خارج شده است که میلگردهای طولی تیر مدفون در ناحیه اتصال دچار لغزش شدند. ولی بعد از جابه‌جایی نسبی ٪۴,۵ نرخ افت نیرو و زوال ظرفیت نمونه نسبت به قرارگیری در وضعیت بارگذاری یک‌جهته کمتر بوده است.

۳. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای معمولی تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C2-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ، ٪۳۰ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۵۶ کاهش سختی اولیه، ٪۴۰ کاهش سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ٪۱,۷۵، ٪۲۰ کاهش شکل‌پذیری و ٪۳۵ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

اتصالات گوشه مستعد آسیب لرزه‌ای حاد:

۱. در اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای حاد (C3) تحت بارگذاری یک‌جهته، C3-UL به علت ضعف گیرداری آرماتورهای ردیف پایین تیر در ناحیه اتصال، منجر به کاهش ٪۵۴ ظرفیت نیرو در سمت کشش و کاهش ٪۳۲ ظرفیت شکل‌پذیری نسبت به

نمونه C1-UL گردید. در نمونه حاضر، تیر عرضی تأثیری در غالب رفتار گسیختگی‌پیوستگی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال نداشته است.

۲. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای حاد تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C3-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۹ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۷ کاهش شکل‌پذیری، ٪۲۰ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی همراه گردید.

با توجه به پاسخ هیترزیس نمونه، ملاحظه گردید که بارگذاری دوجهته، تأثیر مخربی در پیوستگی بین آرماتورهای کوتاه شده طولی تیر با بتن ناحیه اتصال گذاشته است. همچنین نتیجه گرفته شد که بارگذاری دوجهته، تأثیر مستقیمی در زوال درون سیکلی مقاومت نداشته است بلکه نوع شکست و گسترش آسیب نمونه عامل تأثیرگذار در زوال مقاومت درون سیکلی می‌باشد.

۳. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای حاد تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C3-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۴۳ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۵۲ کاهش سختی اولیه، ٪۴۰ کاهش سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ٪۱٫۷۵، ٪۲۰ کاهش شکل‌پذیری و ٪۳۷ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

بر اساس شاخص خسارت، به طور متوسط برای هر سه نمونه C1، C2 و C3 در اثر بارگذاری دوجهته شدید، حداقل ٪۲۰ از مقدار جا به جایی نسبی مورد نظر برای ورود به محدوده‌های خرابی‌های غیرقابل تعمیر و خرابی‌های شدید، کاسته شده است.

سپاسگزاری

مراجع

[1] D. Guan, C. Jiang, Z. Guo and H. Ge, “Development and seismic behavior of precast concrete beam-to-column connections,” *Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 2, pp. 234-256, 2018. https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1217807

[2] S. A. Nezami and J. Shafaei, “Analytical modeling of rehabilitated beam-column connections with non-seismic details using joint enlargement and post-tensioned,” *Civil and Environmental Engineering*, vol. 54, no. 117, pp. 37-53, 2025. https://doi.org/10.22034/CEEJ.2024.58965.2298

[3] S. A. Nezami and J. Shafaei, “Non-linear strut and tie modelling approach of retrofitted reinforced concrete beam column joint by prestress joint enlargement,” *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 37, no. 3, pp. 13-40, 2024. https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.85341.1271

[4] N. D. Hadi, N. H. A. Hamid, I. F. Azmi, R. Hassan, Y. Sutopo, B. Chao and N. A. Zainuddin, “Comparison of seismic response corner beam-column joint with and without fuse bars under in-plane lateral cyclic loading,” *Solids and Structures*, vol. 19, no. 1, 2022. https://doi.org/10.1590/1679-78256581

[5] J. Shafaei and S. A. Nezami, “Effect of different size of joint enlargement on seismic behavior of gravity load designed RC beam-column connections,” *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 28, no. 14, pp. 1653-1680, 2019. https://doi.org/10.1002/tal.1653

[6] V. Mahadik and A. Sharma, “Bidirectional loading history for seismic testing of 3D frame joints,” *CivilEng*, vol. 2, no. 2, pp. 349-369, 2021. https://doi.org/10.3390/civileng2020019

[7] K. Kitayama and H. Katae, “Earthquake resistance of reinforced concrete corner beam-column joints with different column axial loads under bi-directional lateral loading,” *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 50, no. 4, pp. 527-536, 2017. https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.527-536

[8] S. Park and K. M. Mosalam, “Experimental investigation of nonductile RC corner beam-column joints with floor

slabs," *Structural Engineering*, vo. 139, no. 1, pp. 1-14, 2013. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000591

[9] I. Topcu, "Experimental research on seismic retrofitting of R/C corner beam-column-slab joints upgraded with CFRP sheets," M.S. thesis, Bogaziçi University, İstanbul, Turkey, 2008.

[10] V. M. Sanchez, B. Lloyd, W. M. Hassan and J. P. Moehle, "Evaluation of non-ductile reinforced concrete building corner joint experiencing early column failure," presented at Pacific Earthquake Engineering Centre, University of California, Berkeley, 2009.

[11] D. Mostofinejad and M. Hajrasouliha, "3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique," *Engineering Structures*, vol. 183, no. 1, pp. 987-998, 2019. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.038

[12] M. Hajrasouliha and D. Mostofinejad, "Effect of lateral beam on the seismic behavior of corner RC beam-column joints under cyclic reversal loading," *Environmental and Civil Engineering*, vol. 25, no. 12, pp. 2146-2160, 2019. https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1618738

[13] S. Fayed, A. G. Asran and H. H. El-Esnawi, "An experimental and numerical study on behaviour of reinforced concrete corner beam-column joint," *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 8, no. 41, pp. 64-92, 2023. https://doi.org/10.1007/s41062-022-01000-w

[14] A. M. Basha and S. Fayed, "Behavior of RC eccentric corner beam-column joint under cyclic loading: An experimental work," *Civil Engineering*, vol. 5, no. 2, pp. 295-308, 2019. http://dx.doi.org/10.28991/cej-2019-03091245

[15] S. W. Han and C. S. Lee, "Cyclic behavior of RC OMF beam-corner column joints under unidirectional and bidirectional loadings," *Engineering Structures*, vol. 224, pp. 111-123, 2020. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111304

[16] A. Marchisella and G. Muciaccia, "Bi–axially loaded RC beam–column joints and haunch retrofit," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 6, pp. 3125-3167, 2024. https://doi.org/10.1007/s10518-024-01881-5

[17] R. Park and T. Paulay, *Reinforced concrete structures.* John Wiley & Sons New York, 1991.

[18] W.M. Hassan and J. P. Moehle, "Experimental assessment of seismic vulnerability of corner beam-column joints in older concrete buildings," In Proceedings 15th World Conference Earthquake Eng, Lisbon, Portugal, 2012.

[19] M.S. Marefat, M. Khanmohammadi, M.K. Bahrani and A. Goli, "Experimental assessment of reinforced concrete columns with deficient seismic details under cyclic load", *Advances in Structural Engineering*, vol. 9, no. 3, pp. 337-347, 2006. https://doi.org/10.1260/136943306777641959

[20] ACI Committee 318-19, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19).* American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2019.

[21] ACI-374.1-05, *Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary.* American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.

[22] Y.J. Park and A.H. Ang, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 4, pp. 722-739, 1985. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722)